



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

RISTO RANUA

JÄNNEBETONIRAKENTEEN HALKEILUN HALLINTA TARTUN-
NATTOMIA JÄNTEITÄ KÄYTETTÄESSÄ

Diplomityö

Tarkastaja: professori Matti Pentti
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 5. mar-
raskuuta 2014

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

RANUA, RISTO: Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jäniteitä käytettäessä

Diplomityö, 76 sivua, 22 liitesivua

Joulukuu 2014

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Matti Pentti

Avainsanat: Jälkijännitetyt tartunnattomat jäniteet, halkeamaleveys, eurokoodi 2, pysäköintirakennukset

Suomen rakentamismääräyskokoelmassa kaikkia jäniteitä pidettiin korroosioherkkinä materiaaleina, mikä asetti tiukennettuja vaatimuksia jännebetonirakenteille. Tiukennettujen vaatimuksien täyttäminen edellytti usein suuria jännepunosmääriä. Eurokoodien voimaantulon myötä suhtautuminen tartunnattomiin jänitein toteutettuihin rakenteisiin on muuttunut. Perinteisesti jännebetonirakenteet on suunniteltu jäniteiden korroosioherkyyden vuoksi kokonaan puristetuiksi ja halkeilemattomiksi, mikä johtaa myös pieniin taipumiin. Muutoksen myötä tartunnattomin ankkurijänitein toteutetuissa rakenteissa voidaan sallia suurempia vetojännityksiä, mikä mahdollistaa jännepunosmäärän pienentämisen. Tämä kuitenkin muuttaa tartunnattomiin jänitein toteutettujen pysäköintirakennusten mitoitusperinteitä, koska halkeamaleveysvaatimuksen ja taipumarajan täyttymiseen täytyy kiinnittää jatkossa enemmän huomiota.

Tässä tutkimuksessa selvitetään laskennallisesti jännepunosmäärän muutoksen vaikutuksia erään pysäköintirakennuksen jännebetonirakenteisiin. Tutkimuksessa tarkastellaan rakenteen murtokapasiteettia, taipumaa ja halkeamaleveyttä. Tutkittavia rakenteita ovat jatkuva laatta ja jäykkänurkkainen kehä. Rasitukset lasketaan elementtimenetelmää hyödyntävän tietokoneohjelman avulla. Rakenteiden mitoitus suoritetaan eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 osoittamalla tavalla, ja mitoitus varten kehitetään tarvittavat laskentapohjat, jotka perustuvat Mathcad-ohjelmaan.

Saatujen tulosten perusteella voidaan todeta, että lieventyneillä vaatimuksilla on suuri vaikutus vaadittuihin jännepunosmääriin siten, että muutos on suurin lievimmillä rasitusluokilla. Jännepunosmäärällä on myös selvä yhteys vaadittuun betoniteräsmäärään murtorajatilatarkastelussa. Edullisiin rakenteisiin päästään valitsemalla jännepunosmäärä sellaiseksi, että käyttörajatilan vaatimukset täyttyvät murtorajatilan edellyttämällä betoniteräsmäärällä, koska jännepunosmäärän valitseminen liian pieneksi kasvattaa tarvittavaa betoniteräsmäärää voimakkaasti.

Osa tuloksista on varmasti voimassa vain tutkituilla rakenteilla ja oletuksilla. Varsinkin jännevälän muutoksella on suuri vaikutus saataviin tuloksiin. Jatkotutkimuksena pitäisi tutkia jälkijännitettyjen betonirakenteiden toimintaa muilla jänneväleillä ja dimensioilla.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

RANUA, RISTO: Control of cracking in post-tensioned concrete structure with unbonded tendons

Master of Science Thesis, 76 pages, 22 Appendix pages

December 2014

Major: Structural Design

Examiner: Professor Matti Pentti

Keywords: Post-tensioned unbonded single-strand tendons, crack width, Euro-code 2, parking buildings

All tendons were considered sensitive to corrosion in former Finnish code of building regulations. This caused stricter requirements for both prestressed and post-tensioned concrete structures. Large number of tendons is often required to fulfil these requirements. When Eurocodes came into force attitude towards structures with unbonded tendons changed. Traditionally cracking is not permitted in prestressed and post-tensioned concrete structures, which leads to small deflections. Now cracking is permitted in structures with unbonded tendons, and because of this it is possible to reduce the number of tendons. This changes design traditions of parking buildings with unbonded tendons, because more attention to the crack width and the deflection is required in the future.

This study examines the effects of changing the number of tendons in one parking building's structures. The resistance, the deflection and the crack width are taken into account. Studied structures are a continuous slab and a rigid frame. A finite element method software is used to calculate actions on the structures. The design of the structures is made according to Eurocode SFS-EN 1992-1-1, and Mathcad based computing applications are made for that purpose.

According to the results stringent requirements contributed significantly to the number of tendons required. The largest change will be obtained in mild exposure classes. There is also an obvious correlation between the number of tendons and the amount of reinforcement in ultimate limit state. Economical structures are achieved by applying so much tendons to structures that serviceability limit state requirement are fulfilled by the same amount of reinforcement, which is needed on the basis of ultimate limit state. If the number of tendons is too small, the amount of reinforcement will grow rapidly.

Some of the results are certainly valid only for the studied structures and assumptions. Especially a change in span will greatly affect the results. More post-tensioned concrete structures should be examined with different spans and dimensions in future research.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n teollisuus- ja toimitilarakentamisen yksikköön. Diplomityön tarkastamisesta vastasi professori Matti Pentti Tampereen teknillisestä yliopistosta. A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n puolesta työn ohjasi DI Tarja Nakari ja tarkasti TkT Anssi Laaksonen. Haluan esittää heille kaikille suuret kiitokset.

Kiitokset kuuluvat myös A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n teollisuus- ja toimitilarakentamisen yksikön johtajalle DI Timo Leppäselle työn mahdollistamisesta ja erittäin mielenkiintoisen aiheen saamisesta. Lisäksi haluan kiittää läheisiäni tuesta ja kannustavasta asenteesta koulunkäyntiä kohtaan alkumetreistä lähtien.

Tampereella 19.11.2014

Risto Ranua

SISÄLLYS

1	Johdanto.....	1
1.1	Työn tausta.....	1
1.2	Tavoitteet	1
1.3	Tutkimusmenetelmät	2
1.4	Rajaus	3
1.5	Aikaisemmat tutkimukset	3
2	Betonirakenteen toiminta.....	4
2.1	Betonirakenne	4
2.2	Taivutettu teräsbetonirakenne	4
2.3	Taivutettu jännebetonirakenne	5
3	Materiaalit.....	9
3.1	Betoni.....	9
3.1.1	Lujuus	9
3.1.2	Kimmainen muodonmuutos.....	13
3.1.3	Viruminen	14
3.1.4	Kutistuminen	16
3.1.5	Jännitys-muodonmuutosyhteys	18
3.2	Betoniteräs	22
3.2.1	Betoniterästen nimeäminen.....	22
3.2.2	Lujuus ja sitkeys	22
3.2.3	Jännitys-muodonmuutosyhteys	23
3.3	Jänneteräs.....	24
3.3.1	Jänneterästen nimeäminen	24
3.3.2	Lujuus ja sitkeys	25
3.3.3	Jännitys-muodonmuutosyhteys	26
3.3.4	Relaksaatio	26
4	Tartunnattomat jänteet.....	28
4.1	Jännittämisvoima ja -jännitykset.....	28
4.2	Jännityshäviöt.....	29
4.2.1	Alkuhäviöt.....	30
4.2.2	Ajasta riippuvat häviöt.....	35
4.3	Ekvivalentit kuormat	36
4.4	Käyttörajatilamitoitus	37
4.4.1	Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät	37
4.4.2	Taipuma	38
4.4.3	Halkeilu	41
4.5	Murtorajatilamitoitus	46
4.5.1	Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät	46
4.5.2	Mitoitus taivutukselle	47
4.5.3	Mitoitus leikkaukselle.....	48
4.5.4	Lävistysmitoitus	50

4.6	Pakkomomentit	51
4.7	Jänneterästen ankkurointi ja halkaisuvoimat	53
4.8	Palomitoitus	54
5	Tarkasteltavat rakenteet.....	57
5.1	Materiaalit ja oletukset	57
5.2	Jatkuva laatta.....	57
5.2.1	Rakennemalli.....	57
5.2.2	Kuormat	58
5.2.3	Jännepunokset ja -geometria	58
5.3	Palkki	59
5.3.1	Rakennemalli.....	59
5.3.2	Kuormat	59
5.3.3	Jännepunokset ja -geometria	60
6	Tulokset ja niiden tarkastelu	61
6.1	Laatta	61
6.1.1	Punosten ja terästen välinen yhteys murtorajatilatarkastelussa.....	61
6.1.2	Punosmäärän vaikutus taipumaan	64
6.1.3	Punosmäärän vaikutus halkeamaleveyteen.....	66
6.2	Palkki	67
6.2.1	Punosten ja terästen välinen yhteys murtorajatilatarkastelussa.....	67
6.2.2	Punosmäärän vaikutus taipumaan	68
6.2.3	Punosmäärän vaikutus halkeamaleveyteen.....	70
6.3	Laskentapohjat	71
7	Johtopäätökset.....	73
	Lähteet.....	75

Liite 1: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Liite 2: Virumaluvun määrittäminen

Liite 3: Nimellinen kuivumiskutistuma

Liite 4: Viisiaukkoisen laataston rakenteet ja rasitukset

Liite 5: Kehän rakenteet ja rasitukset

Liite 6: Jännittämisvoima, laatta

Liite 7: Jännittämisvoima, palkki (rivi 2)

Liite 8: Lopullinen jännevoima, laatta

Liite 9: Lopullinen jännevoima, palkki

Liite 10: Esimerkkilaskelma: kohdan 5.2 mukainen jatkuva laatta, ominaisyhdistelmä, jännepunoksia 2,75 kpl/m

Liite 11: Esimerkkilaskelma: kohdan 5.3 mukainen palkki, ominaisyhdistelmä, jännepunoksia 15 kpl

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Latinalaiset isot kirjaimet

A	Poikkileikkausala.
A_c	Betonin poikkileikkausala.
A_p	Jänneteräksen tai -terästen poikkileikkausala.
A_s	Raudoituksen poikkileikkausala.
A_{sw}	Leikkausraudoituksen poikkileikkausala.
E_c	Betonin tangenttimoduuli.
$E_{c,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin.
E_{cm}	Betonin kimmomoduuli.
E_p	Jänneteräksen kimmokerroin.
E_s	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo.
G	Pysyvä kuorma.
I	Jäyhyysmomentti.
K	Kerroin.
M	Momentti.
M_{cr}	Halkeamamomentti.
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo.
M_w	Ekvivalenttien kuormien aiheuttama momentti.
P	Jännevoima.
P_{m0}	Alkujännevoima.
P_{max}	Suurin sallittu jännettä kuormittava voima.
Q	Muuttuva kuorma.
S	Raudoituksen staattinen momentti.
V	Lävistyskestävyys.
V_{Rd}	Leikkausvoimakestävyys.
W	Taivutusvastus.
Z_{cp}	Betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys.

Latinalaiset pienet kirjaimet

a	Keskiöetäisyys.
b	Poikkileikkauksen kokonaisleveys.
b_w	Poikkileikkauksen uuman paksuus.
c	Pääraudoituksen betonipeitteen nimellisarvo.
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus.
e	Epäkeskisyyys.
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä.
f_{cm}	Betonin lieriölujuuden keskiarvo.
f_{ctk}	Betonin vetolujuuden ominaisarvo.
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo.
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus.
$f_{ctm,fl}$	Betonin taivutusvetolujuus.
f_{pk}	Jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo.
$f_{p0,1k}$	Jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo.
f_{pd}	Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo.
f_{yd}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.
f_{yk}	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo.
f_{ywd}	Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo.
g	Pysyvä kuorma.
h	Korkeus.
h_0	Poikkileikkauksen muunnettu paksuus.
j	Kerroin.
k	Kerroin; suhde.
l	Pituus.
n	Lukumäärä.
q	Muuttuva kuorma.
l/r	Kaarevuus.
s	Hakojen jakoväli; kerroin.
t	Tarkasteluhetki.
t_0	Betonin ikä kuormituksen alkamisajankohtana.
u	Pinta-alaa A_c rajoittavan piirin pituus.
w	Ankkurointiliukuman ulottuma; ekvivalentti tasainen kuorma; taipuma.
w_k	Halkeamaleveys.
x	Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta.
x	Tarkastelukohta.
y	Puristuspinnan korkeus.
z	Poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi.

Kreikkalaiset kirjaimet

α	Kerroin; kulma; suhde.
β	Kerroin.
γ	Osavarmuysluku.
δ	Ankkurointiliukuma.
Δ	Muutos.

ε_c	Betonin puristuma.
ε_{ca}	Betonin sisäinen kutistuma.
ε_{cc}	Betonin viruma.
ε_{cd}	Betonin kuivumiskutistuma.
ε_{cm}	Betonin keskimääräinen venymä halkeaminen välillä.
ε_{cs}	Betonin kokonaiskutistuma.
ε_{cu}	Betonin murtopuristuma.
ε_{sm}	Raudoituksen keskimääräinen venymä.
ε_{uk}	Betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo.
ε_{ud}	Betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän mitoitusarvo.
ζ	Jakautumakerroin.
η	EkspONENTTI; kerroin.
θ	Kulma.
λ	Kerroin.
μ	Kitkakerroin; suhde.
ν	Kansallisesti valittava termi.
ρ	Geometrinen raudoitussuhde.
ρ_c	Betonin tiheys.
ρ_{1000}	Relaksaatiohäviö 1000 tunnin jälkeen 20 °C lämpötilassa.
σ_c	Betonin puristusjännitys.
$\Delta\sigma_{c+s+r}$	Ajasta riippuvista häviöistä johtuva jännityshäviö.
$\sigma_{c,QP}$	Jänneterästen kohdalla oleva betonin jännitys pitkäaikaiskuormista.
σ_{cp}	Jännevoimasta aiheutuva betonin puristusjännitys.
σ_p	jänneteräksen jännitys.
$\sigma_{p,max}$	Jänneteräksen suurin sallittu jännitys.
$\Delta\sigma_{p,ULS}$	Tartunnattomien jänteiden jännityslisä murtorajatilassa.
σ_{pi}	Jännittämishetkellä vallitseva jännitys (ankkurijänteet) tai suurin laukaistu vetojännitys jännittämisen aikaisilla välitömillä häviöillä vähennettynä (tartuntajänteet).
σ_{pm0}	Jänneteräksen suurin sallittu jännitys ankkuroinnin jälkeen.
$\Delta\sigma_{pr}$	Relaksaatiosta johtuva jänneteräksen jännityksen muutos.
σ_s	Vetorausoituksen jännitys.
ϕ	Halkaisija.
φ	Virumaluku.
φ_0	Nimellinen virumaluku.
φ_{nl}	Epälineaarinen virumaluku.
φ_{RH}	Kerroin.
ψ	Yhdistelykerroin.

1 JOHDANTO

1.1 Työn tausta

Tartunnattomien jänteiden käyttö tuli mahdolliseksi Suomessa vuonna 1987, kun rakentamismääräyskokoelman osassa B4 sallittiin niiden käyttö jännitetyissä rakenteissa [1]. Rakentamismääräyskokoelman mukaan kaikki jänteet olivat korroosioherkkää materiaalia suuren jännityksensä vuoksi, eivätkä tartunnattomat jänteet tehneet tässä asiassa poikkeusta [2]. Korroosioherkkyyden vuoksi jännebetonirakenteet on suunniteltu vaatvimmissa rasitusluokissa käyttörajatilassa kokonaan puristetuiksi, jolloin korroosiota edistävää halkeilua ei ilmene.

Eurokoodien voimaantulon myötä suhtautuminen tartunnattomiin ankkurijänteisiin on muuttunut. Niitä ei enää pidetä korroosioherkkinä muiden jänteiden tavoin. Tartunnattomille ankkurijännepunoksille sallitaankin eurokoodin myötä samat halkeamaleveydet kuin betoniteräksille [3, 4].

Uudet vaatimukset muuttavat tartunnattomin jäntein toteutettujen rakenteiden suunnitteluperinteitä. Alalla ei ole kuitenkaan selvää käsitystä siitä, kuinka suuriin jännepunosmäärän muutoksiin uusilla vaatimuksilla päästään. On lisäksi kyseenalaista, kannattaako jännepunosmääriä pienentää, tai onko se edes mahdollista muiden kelpoisuusvaatimuksien takia.

1.2 Tavoitteet

Tämän tutkimuksen ensimmäisenä tavoitteena on osoittaa jännepunosmäärän yhteys vaadittuun betoniteräsmäärään, taipumaan ja halkeamaleveyteen. Tutkittavia rakenteita ovat viisiaukkoinen jatkuva laatta ja jäykkänurkkainen kolmekerroksinen kehä. Jännepunoksia pyritään vähentämään tai tarvittaessa korvaamaan edullisemmilla betoniteräksillä, jotta kaikkien osa-alueiden vaatimukset täyttyvät. Jännepunosmäärän muutoksen etuja ja haittoja pyritään tuomaan esille koko rakenteen ja materiaalimenekin näkökulmasta.

Työn toisena tavoitteena on selvittää, miten lieventyneet halkeamaleveysvaatimukset vaikuttavat pysäköintirakennusten jännebetonirakenteiden jännepunosmääriin. Työssä pyritään selvittämään pystyykö uusien halkeamaleveysvaatimuksien nojalla pienentämään jännepunosmääriä menettämättä rakenteen kelpoisuutta muilla osa-alueilla. Saatuja tuloksia verrataan rakentamismääräyskokoelman vaatimusten mukaisiin määriin, ja selvitetään, johtavatko ennen käytössä olleet vaatimukset suureen ylimitoitukseen. Saatujen tulosten perusteella selvitetään, onko totuttuihin mitoitus tapoihin tehtävä muutoksia.

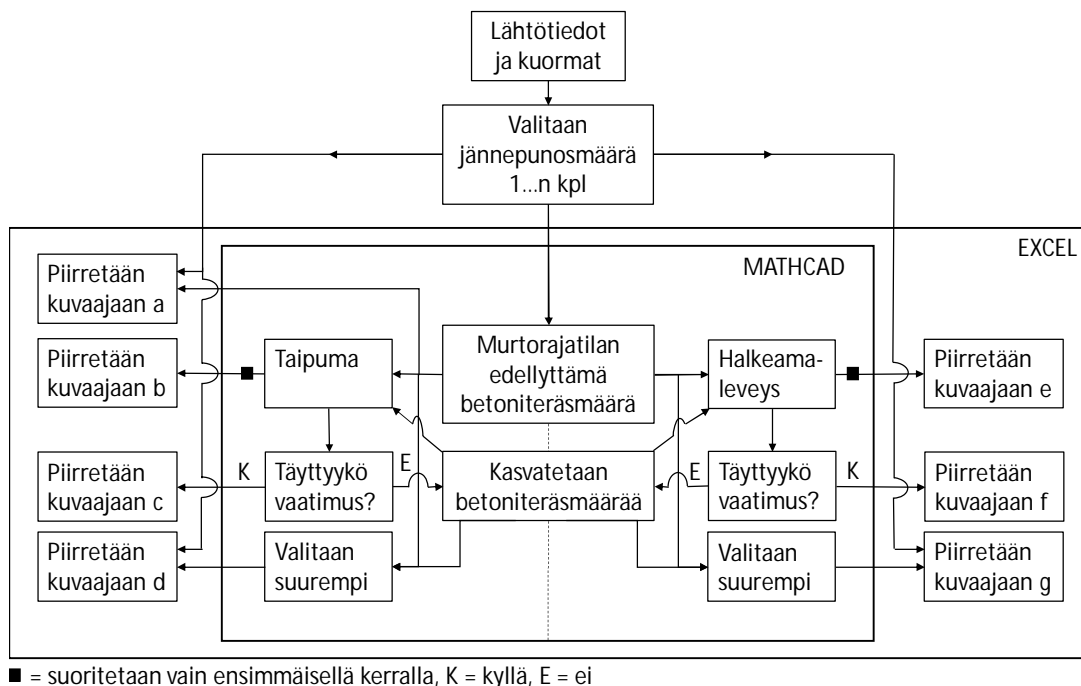
Työn kolmantena tavoitteena on tehdä tässä työssä kehitettävistä laskentapohjista toimivia ja selkeitä. Laskentapohjat luovutetaan A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle tämän diplomityön päätteeksi.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Rakenteiden rasitukset lasketaan elementtimenetelmää hyödyntävän tietokoneohjelmiston avulla. Ne ovat tehokkaita numeeriseen laskentaan perustuvia ohjelmia, joita käytetään laajasti rakennesuunnittelussa. Elementtimenetelmässä rakenteet jaetaan elementteihin, jotka muodostavat elementtiverkon. Tutkimuksessa käytetään FEM-Design-ohjelman versiota 13.01.003, jonka asetuksista määrätään eurokoodin mukainen laskenta Suomen kansallisten liitteiden mukaan.

Rakenteiden mitoitus suoritetaan standardissa SFS-EN 1992-1-1 esitetyllä tavalla, ja siinä otetaan huomioon Suomen kansallinen liite. Myös muita eurokoodeja hyödynnetään niiltä osin, kuin edellä mainitussa standardissa on säädetty.

Mitoitusta varten kehitetään laskentapohjat, jotka perustuvat Mathcad 15.0-ohjelmaan. Mathcad on laskentaohjelma, joka soveltuu erittäin hyvin tekniseen laskentaan. Matemaattiset kaavat kirjoitetaan ohjelmaan sellaisenaan, eikä ohjelman käyttö edellytä ohjelmointikielten osaamista [5]. Ohjelman suurimpia vahvuuksia ovat symbolinen laskenta, yhtälön ratkaiseminen ja automaattinen yksikkötarkastelu. Saadut tulokset siirretään Microsoft Excel 2013-ohjelmaan kuvaajien piirtämistä varten. Kuvassa 1.1 on esitetty kaavio yhden laskentatapauksen suorittamisesta.



Kuva 1.1. Yhden laskentatapauksen suoritusvaiheet.

1.4 Rajaus

Tässä tutkimuksessa keskitytään tarkastelemaan erään pysäköintirakennuksen viisiaukoista jatkuvaa laattaa ja jäykkänurkkaista kolmekerroksista kehää, joiden mitat pidetään tutkimuksessa vakioina. Tutkinnassa keskitytään kenttien tarkasteluun. Tutkittaviin rakenteisiin liittyviä rakenteita, kuten pilareita, ei tutkita.

Tutkimuksen pääpaino on tartunnattomissa ankkurijännerakenteissa, ja muita jännebetonirakenteita sivutaan vain pikaisesti. Kuormitusyhdistelmiä käsitellään, jotta niiden vaikutuksia lopputulokseen voidaan vertailla. Kuormat ja niiden suuruuden määrittäminen jätetään tämän työn ulkopuolelle. Rakenteet mitoitetaan standardin SFS-EN 1991-1-1 ja sen Suomen kansallisen liitteen mukaiselle kuormaluokalle F. Muita kuormaluokkia ei käsitellä.

Rakenteiden kustannuksiin ei oteta kantaa. Vaihtoehtojen edullisuutta vertaillaan materiaalimenekkien perusteella.

1.5 Aikaisemmat tutkimukset

Betonirakenteiden suunnittelua ja mitoitusta käsittelevää materiaalia on saatavilla runsaasti. Rakentamismääräyskokoelmaan pohjautuvia teknisiä ohjeita ja oppimateriaalia betonirakenteiden suunnittelusta on julkaissut varsinkin Suomen Betoniyhdistys ry. Vaikka materiaalit perustuvat jo kumottuun rakentamismääräyskokoelman osaan B, niitä voidaan silti käyttää hyödyksi niiltä osin, jotka perustuvat yleiseen statiikkaan, eivätkä ole riippuvaisia vallitsevista normeista.

Uutta eurokoodin perustuvaa materiaalia on myös saatavilla. Koska eurokoodit ovat käytössä myös muualla Euroopassa, ulkomaalaista materiaalia voidaan käyttää hyödyksi, kun tunnistetaan kansallisten liitteiden vaikutukset. Suomessa betonirakenteiden suunnittelua ohjataan Suomen Standardoimisliiton julkaisemalla eurokoodisarjalla EN 1992, jota Suomen kansalliset liitteet täydentävät. Myös Suomen Betoniyhdistys ry on julkaissut uutta eurokoodipohjaista materiaalia suunnittelijoiden avuksi.

2 BETONIRAKENTEEN TOIMINTA

2.1 Betonirakenne

Roomalaiset valmistivat ensimmäisinä betoniin tarvittavaa sementtiä jauhamalla kalkkia, vulkaanista tuhkaa ja savitiiliä. Jauheen sisältämä aktiivinen silika ja aluminaatit muodostivat pozzolasementtinä tunnetun sideaineen, joka veteen sekoitettuna sai aikaan kemiallisen kovettumisreaktion. [6] Betonin kiviaineksena roomalaiset käyttivät soraa ja savitiilimurskaa. Betonimassasta valmistettiin muurauskiviä, joista muurattiin laastia apuna käyttäen raudoittamattomia puristuskaariin perustuvia rakenteita. [6]

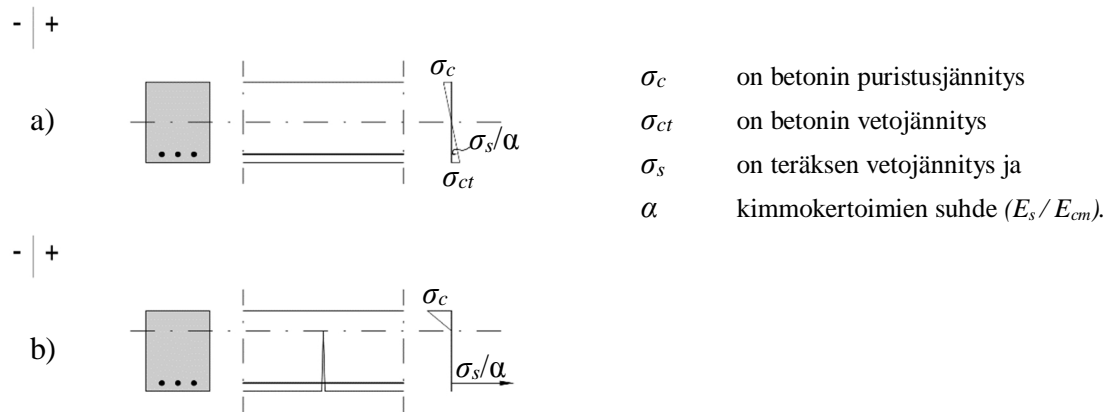
Puristuskaarissa hyödynnetään vain betonin hyvää puristuskestävyyttä. Taivuteissa rakenteissa betoni ei olisi toiminut sellaisenaan pienen vetolujuutensa vuoksi. Saksalainen Rabitz käytti ensimmäisenä hyväkseen teräksen suurta vetolujuutta lisäämällä teräsjäykisteitä betonirakenteisiin [6].

Nykyään pääosa betonirakenteista on raudoitettuja, mutta myös raudoittamatonta tai vähän raudoitettua betonia voidaan käyttää. Raudoittamattomaksi betoniksi lasketaan rakenteet, joissa ei ole mekaanisesti toimivaa raudoitusta tai joissa on raudoitusta vähimmäisvaatimuksia vähemmän [3].

2.2 Taivutettu teräsbetonirakenne

Teräsbetonirakenteessa betonin ja betoniraudoitteen ominaisuudet täydentävät toisiaan. Yleisimmillä rakentamisessa käytettävillä betonilaaduilla $C25/30 - C50/60$ betonin keskimääräinen vetolujuus f_{ctm} on 7-8 % betonin lieriölujuuden keskiarvosta f_{cm} siten, että suhde pienenee betonin lujuusluokan kasvaessa [3]. Juuri betonin heikon vetolujuuden vuoksi betonirakenteen vetorasitetuilla alueilla täytyy olla tartunnallisia betoniraudoitteita.

Pienillä taivutusjännityksillä teräsbetonipoikkileikkauksen voidaan ajatella koostuvan homogeenisestä materiaalista. Vaikka betonissa on raudoitteita, ne eivät toimi tehokkaasti ennen betonin halkeilua (kuva 2.1a). [6] Betoni halkeaa ensimmäiseksi maksimimomentin kohdalta, kun vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden. Klassisen mitoitusmenetelmän mukaan halkeama ulottuu neutraaliakselille asti ja sen kohdalla betoni ei voi välittää vetovoimia, vaan ne siirtyvät betoniraudoitteille (kuva 2.1b). Jotta betoniteräkset voivat varmuudella välittää betonilta siirtyvät voimat, betoniteräsmäärälle on annettu vähimmäisvaatimuksia, joilla vältetään aliraudoituksen aiheuttama hauras murto.



Kuva 2.1. Betonipalkin jännitystilä ennen halkeilua ja sen jälkeen.

Kuorman kasvaessa syntyy uusia halkeamia, kunnes halkeilu vakiintuu tietylle halkeamavälille [6]. Ennen murtoa normaaliraidoitettun teräsbetonirakenteen betoniterästen jännitys kasvaa myötörajalta ja halkeamat suurenevat, mikä johtaa lopulta rakenteen vetomurtoon. Vetomurtumisessa muodonmuutokset ovat suuria ja murtotapa on sitkeä. Vetorausoituksen lisääminen kasvattaa kapasiteettia, mutta liian suuri vetorausoitusbetoni muuttaa rakenteen toimintaa siten, että rakenne murtuu puristumurtuna puristuspuolen kestävyys ylittyessä ennen vetorausoituksen myötäämistä. Puristumurto on luonteeltaan äkillinen, hauras ja ei-toivottu. Tasapainomurtuminen on murtotavan erikoistapaus, jossa puristuskestävyys ylittyy samalla hetkellä vetoteräksien myötäämisen kanssa.

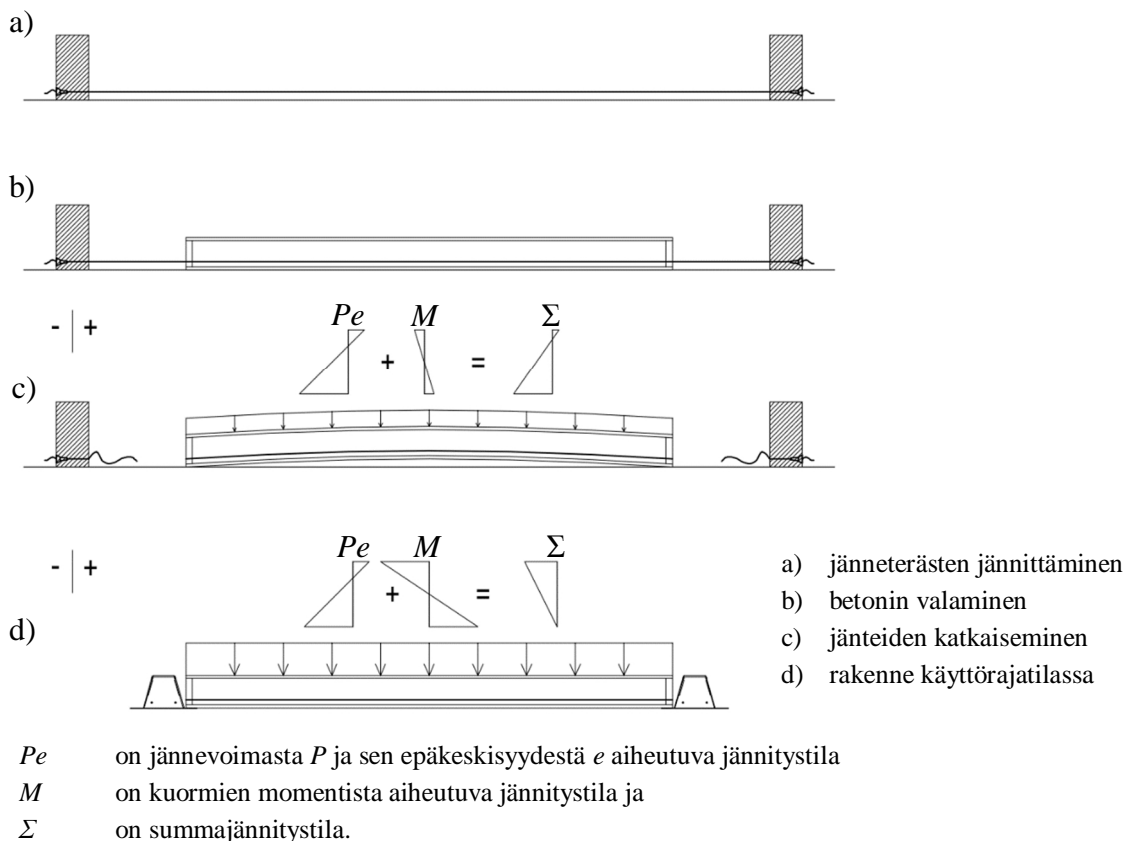
2.3 Taivutettu jännebetonirakenne

Jännitetyn teräksen käyttö betonirakenteissa ei ole uusi keksintö, sillä ensimmäiset patentit jännittämissovelluksiin haettiin jo 1800-luvun loppupuolella. Tuolloin betonin ja jännitettävän teräksen lujuus- ja pitkäaikaisominaisuudet eivät kuitenkaan olleet riittävät. Betonin viruman ja kutistuman vuoksi tehollinen jännitys jäi olemattomaksi. [6] Ranskalainen E. Freyssinet oivalsi 1920-luvulla, että jännevoiman säilyminen edellyttää korkealujuuksisia jänneteräksiä ja niiden suurta venymää. Kaksi vuosikymmentä myöhemmin Freyssinet esitteli ensimmäisen tehokkaan jännittämismenetelmän, joka perustui 12-lankaiseen kiila-ankkuroitavaan jänneeseen. Freyssinetin menetelmä on käytössä vielä nykyäänkin. [6]

Kaksi yleisintä nykypäivänä käytössä olevaa jännitysmenetelmää ovat esijännittäminen ja jälkijännittäminen. Esijännitettyjä betonirakenteita kutsutaan myös tartunta-jännebetonirakenteiksi, koska jännevoima siirtyy betonille jänneteräksen tartunnan välityksellä. Jälkijännitetyissä betonirakenteissa jännevoima siirtyy betonille ankkureiden avulla. Jälkijännitetyt betonirakenteet eli ankkurijännerakenteet voidaan vielä jakaa tartunnallisiin ja tartunnattomiin ankkurijännerakenteisiin. Lisäksi jänneteräksiä voidaan käyttää muun muassa korjauskohteissa ulkopuolisina jänteinä. [7] Jännitysmenetelmien välillä on eroja, mutta kaikki pyrkivät jännevoiman avulla luomaan rakenteeseen puristavan alkujännitystilän, joka pienentää ulkoisista kuormista aiheutuvia vetojännityksiä.

Jännevoima P ja sen epäkeskisyys e muodostavat rakenteeseen ulkoisen kuorman. Kuorman tulee olla riittävän suuri rakenteen käyttörajatilassa, jotta haluttu jännitysrajatila saavutetaan käyttörajatilan kuormilla [8]. Jännevoima ei myöskään saa olla liian suuri, ettei se vahingoita rakennetta jännittämishetkellä, jolloin betoni ei ole vielä saavuttanut täyttä lujuutta ja rakenteeseen vaikuttaa jännevoiman lisäksi vain rakenteen omapaino [8].

Esijännitetyt elementtirakenteet toteutetaan Suomessa yleensä suorilla tartuntajänteillä [8]. Jänteet esijännitetään kiinteään alustaan ennen betonin valua, ja betonin kovetuttua jänteet katkaistaan, jolloin jännevoima siirtyy betonille [6, 7, 8]. Kuvassa 2.2 on esitetty esijännittämismenetelmä ja betonirakenteen jännitystilat jännevälillä eri käyttövaiheissa.



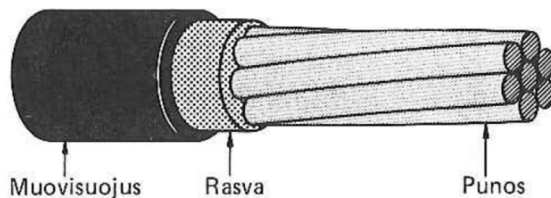
Kuva 2.2. Tartuntajännerakenteen valmistus sekä jännitystilat jännevälillä eri käyttövaiheissa [8].

Tartuntajännerakenteilla jännevoimasta ja sen epäkeskisyydestä aiheutuu tasainen momentti koko jännemitan matkalle. Ulkoisen kuorman ja rakenteen omapainon aiheuttama momentti kuitenkin muuttuu rakenteen matkalla ja on vapaasti tuetuilla rakenteilla tukien kohdalla nolla (0). Tukien kohdalla rakenteen yläpinta pyrkii siis vedolle jännevoiman vaikutuksesta, koska tuella ei ole tasapainottavaa kuorman aiheuttamaa momenttia [6].

Ankkurijänteitä voidaan käyttää myös elementtien valmistuksessa, mutta yleisimpiä käyttökohteita ovat paikallavalurakenteet [6]. Tartunnattomien ankkurijänteiden ensimmäisiä käyttökohteita olivat väli- ja yläpohjalaatat, joissa tartunnallisten ankkuri-

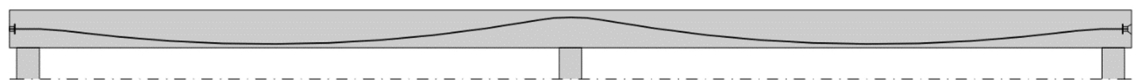
jänteiden käyttö olisi tullut liian kalliiksi. Nykyään tartunnattomien jänteiden käyttö on lisääntynyt, koska sen hyödyt ovat ilmeiset. Tartunnallista ankkurijännettä pienempi halkaisija mahdollistaa janteen tehokkaamman sijoittamisen rakenteeseen, ja suoja-putken injektoinnin puuttuminen lisää tuotantonopeutta. Lisäksi janteen tartunnattomuus johtaa jännevoiman tasaantumiseen rakenteessa, mikä mahdollistaa suurempien halkeamien umpeutumisen mahdollisen ylikuormituksen jälkeen. [9]

Tartuntajännerakenteista poiketen sekä tartunnallisissa että tartunnattomissa ankkurijännerakenteissa voidaan käyttää kaarevia jäniteitä, koska jäniteet sijoitetaan betonivaluun suoja-putkissa ja jännitetään vasta betonin kovettumisen jälkeen. Tartunnallisissa ankkurijäniteissä käytetään metallisia suoja-putkia, joihin mahtuu useampi jänneteräs, mutta tartunnattomat jäniteet sijoitetaan jokainen omaan taipuisaan muoviputkeensa (kuva 2.3) [1, 6, 9]. Suoja-putket voidaan asentaa myös tyhjinä, jolloin jänneteräkset ujutetaan suoja-putkiin betonin kovettumisen jälkeen [6].



Kuva 2.3. Tartunnaton jänne [1].

Kaarevista jäniteistä on hyötyä, sillä ne voidaan viedä lähelle rakenteen alapintaa jännevälän keskellä, lähelle yläpintaa keskituilla ja rakenteen neutraaliakselille päätytuilla (kuva 2.4). Näin jännevoimasta aiheutuva momentti on ulkoisen kuorman momenttipinnan kaltainen, mutta vastakkainen keventävä momenttipinta. Neutraaliakselille tuonti on edullista, koska silloin vältetään päätymomentilta ja päätyyn saadaan tasainen puristusjännitystilä, joka kasvattaa rakenteen leikkauskestävyyttä [6].



Kuva 2.4. Kaareva jännegeometria.

Jännittäminen voidaan suorittaa, kun vaadittu betonin lujuus on saavutettu, jonka jälkeen tartunnallisten ankkurijäniteiden suoja-putket injektoidaan. Sementtilaasti-injektointi varmistaa janteen tartunnan ja säilyvyyden. [7] Tartunnattomien janteiden suoja-putkia ei injektoida, sillä tartuntaa ei haluta ja säilyvyydestä huolehtii suoja-putkessa oleva rasva, joka sisältää korroosion estävää inhibiittia [1, 6].

Jännitetyillä betonirakenteilla on monia etuja jännittämättömiin betonirakenteisiin verrattuna. Jännitetty betonirakenne voidaan yleensä suunnitella käyttörajatilassa halkeilemattomaksi, mikä johtaa pienempiin taipumiin kuin jännittämättömillä rakenteilla, koska taivutusjäykkyys ei pienene halkeilun seurauksena. [6, 10] Halkeilematon betoni antaa lisäksi paremman suojan jänne- ja betoniteräksille lisäten rakenteen säilyvyyttä. Jännebetonirakenteilla päästään pienempiin poikkileikkauksiin ja suurempiin

jänneväleihin kuin jännittämättömällä betonirakenteella, koska materiaalien ominaisuuksia voidaan hyödyntää tehokkaammin. [10] Lisäksi materiaalit tavallaan koekuorimitetaan jännitystilanteessa, mikä varmistaa, että materiaalit kestävät myös käyttörajatilan kuormilla [10].

Jännebetonirakenteen taivutusmurtotapa voi olla sitkeä tai hauras. Hauraaseen ja ei-toivottuun murtotapaan ajaudutaan, kun rakenteessa on liian vähän tai liikaa vetopuolen raudoitusta teräsbetonirakenteen tapaan. Normaaliraudoitettun betonirakenteen tartunnalliset jänteet yleensä myötäävät ennen murtoa, mutta tartunnattomilla jänteillä niin ei tapahdu. Tartunnallisten jänteiden suhteellinen venymä on yhtä suuri kuin samalla korkeudella olevan betonin suhteellinen venymä. Tämä ei päde tartunnattomiin jänteisiin, sillä ne pääsevät liukumaan suojaputkissaan, jolloin myös venymät tasoittuvat koko jännevälin matkalle [7]. Tartunnattomien ankkurijänteiden jännitys ei nouse tartunnallisten ankkurijänteiden tasolle, mikä johtaa 10 - 30 % pienempään murtokapasiteettiin kuin tartunnallisia jänteitä käytettäessä vastaavassa rakenteessa [6]. Jos yksityiskohdasta laskelmaa ei tehdä, tartunnattomien jänteiden venymänä murtorajatilassa voidaan käyttää arvoa, joka johtaa 50 MPa jännityslisäykseen [4]. Jännityslisäys ei ole yksikäsitteinen, sillä eurokoodin suositusarvo on 100 MPa, joka on käytössä muun muassa Isossa-Britanniassa [3, 11, 12].

3 MATERIAALIT

3.1 Betoni

3.1.1 Lujuus

Betonin puristuslujuus osoitetaan lujuusluokkien avulla. Eurokoodin mukainen lujuusluokkamerkintä koostuu tunnuksesta ”C” ja betonin 28 vuorokauden ikäisenä mitatusta lieriölujuuden f_{ck} sekä kuutiolujuuden ominaisarvosta $f_{ck,cube}$, jotka edustavat 5 % fraktiilia. [3] Lujuusluokkien C12/15 – C90/105 mukaisten betonilaatujen ominaisuudet laskentausekkeineen on esitetty liitteessä 1.

Lujuuden kehittyminen

Liitteen 1 mukaisia betonin ominaisuuksia ei voida hyödyntää täysimääräisinä ennen betonin 28 vuorokauden ikää. Mikäli betonia halutaan kuormittaa aiemmin, betonin puristuslujuuden kehitystä voidaan arvioida kaavoilla

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad , \text{ kun } 3 \text{ d} < t < 28 \text{ d ja} \quad (3.1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad , \text{ kun } t \geq 28 \text{ d,} \quad (3.2)$$

joissa

$f_{ck}(t)$ on betonin puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä

$f_{cm}(t)$ on betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä ja

f_{ck} on betonin puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä liitteen 1 mukaan. [3]

Kun keskilämpötilan on 20 °C ja jälkihoito on tehty standardin EN 12390 mukaan, betonin keskimääräinen puristuslujuus f_{cm} t vuorokauden ikäisenä voidaan ratkaista kaavalla

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}, \quad (3.3)$$

jossa

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä riippuva kerroin ja

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä liitteen 1 mukaan [3].

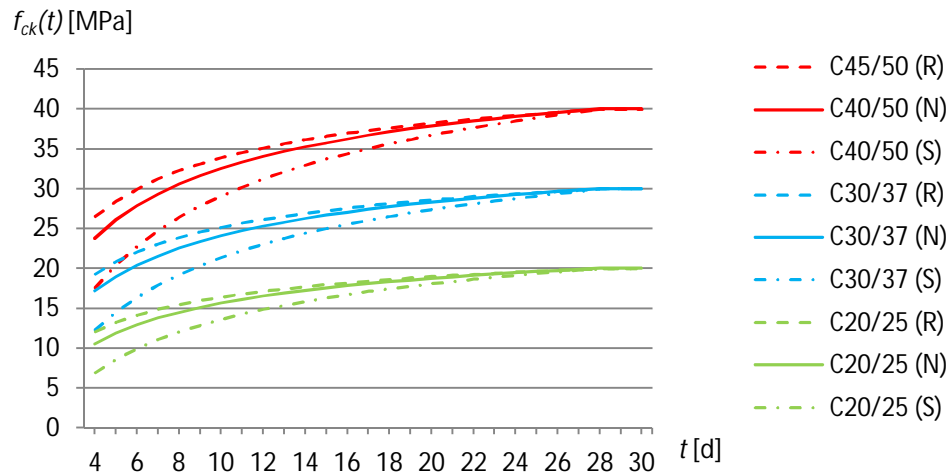
Kerroin β_{cc} ottaa huomioon valamisesta kuluneen ajan ja käytetyn sementtilaadun seuraavasti:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)}, \quad (3.4)$$

jossa

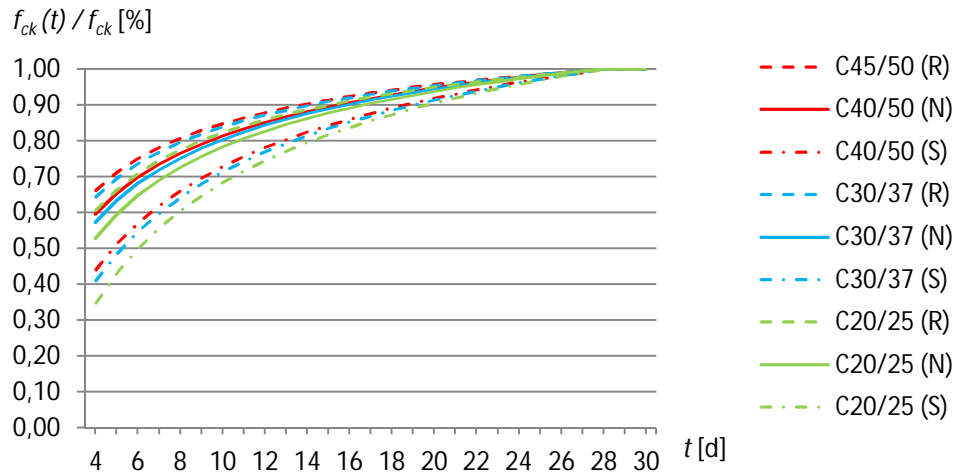
t on betonin ikä vuorokausina ja
 s on sementin tyypistä riippuva kerroin
 $= 0,2$ sementtityypillä R
 $= 0,25$ sementtityypillä N
 $= 0,38$ sementtityypillä S [3].

Piirretään betonin puristuslujuuden $f_{ck}(t)$ kehitys aikavälillä $t = 4 \dots 30$ d kuvaan 3.1. Tarkasteltaviksi betonin lujuusluokiksi valittiin C20/25, C30/37 ja C40/50.



Kuva 3.1. Betonilaatujen C20/25, C30/37 ja C40/50 puristuslujuuden kehitys ajan funktiona.

Kuvasta 3.1 nähdään, että eri lujuusluokissa käyrien muodot eivät ole täysin yhtenevät. Kun jaetaan puristuslujuus $f_{ck}(t)$ betonin 28 vuorokauden puristuslujuudella f_{ck} ja piirretään saadut tulokset kuvaan 3.2, huomataan, että sementtilaadun ohella betonin lujuusluokalla on vaikutusta puristuslujuuden suhteelliseen kehitykseen.



Kuva 3.2. Betonilaatujen C20/25, C30/37 ja C40/50 puristuslujuuden suhteellinen kehitys ajan funktiona.

Jos betonin keskilämpötila poikkeaa kaavan 3.3 oletuksesta, kaava antaa virheellisen tuloksen. Lämpötilan vaikutus lujuskehitykseen voidaan ottaa huomioon korvaamalla kaavassa 3.3 oleva betonin ikä t kaavasta 3.5 saatavalla betonin lämpötilakorjattulla iällä

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \Delta t_i, \quad (3.5)$$

jossa

$T(\Delta t_i)$ on lämpötila aikavälillä Δt_i [°C] ja

Δt_i on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa T [3].

Betonin keskimääräinen vetolujuus 28 vuorokauden iässä on riippuvainen betonin 28 vuorokauden puristuslujuudesta. Vetolujuuden kehitys ei kuitenkaan tapahdu samassa tahdissa puristuslujuuden f_{ck} kehityksen kanssa. Keskimääräinen vetolujuus hetkellä t voidaan laskea kaavalla

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm}, \quad (3.6)$$

jossa

$f_{ctm}(t)$ on betonin keskimääräinen vetolujuus t vuorokauden ikäisenä

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä riippuva kerroin kaavan 3.4 mukaan

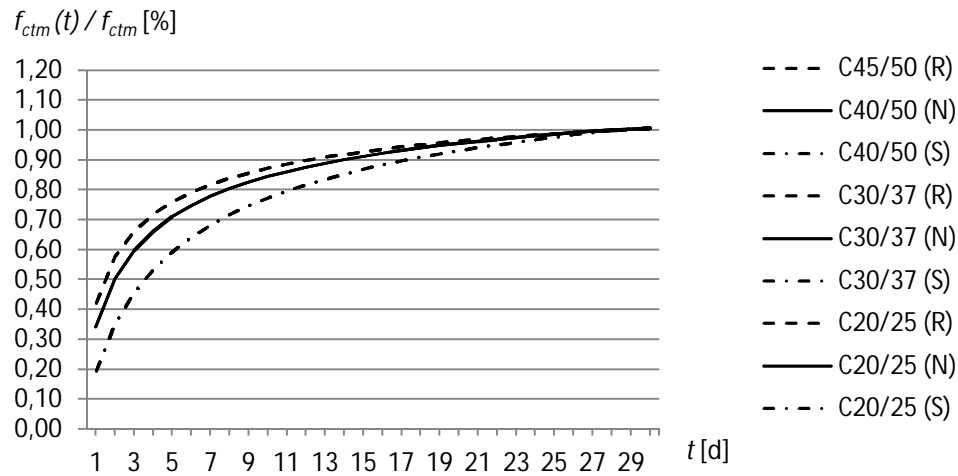
f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus 28 vuorokauden ikäisenä liitteen 1 mukaan ja

α on ajan huomioon ottava eksponentti

$= 1$, kun $t < 28$ d

$= 2/3$, kun $t \geq 28$ d [3].

Piirretään betonin suhteellisesta vetolujuuden kehityksestä vastaavanlainen kuva kuin puristuslujuutta käsiteltäessä. Saadut tulokset on esitetty kuvassa 3.3.



Kuva 3.3. Betonilaatujen C20/25, C30/37 ja C40/50 vetolujuuden suhteellinen kehitys ajan funktiona.

Kuvan 3.3 käyrät ovat yhtenevät. Yhteneväisyydestä voidaan päätellä, että betonin vetolujuuden suhteellinen kehitys ei ole riippuvainen betoniluokasta.

Lujuuksien mitoitusarvot

Murtorajatilassa käytettävät betonin puristuslujuuksien mitoitusarvot saadaan kaavoista

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \text{ ja} \quad (3.7)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c, \quad (3.8)$$

joissa

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

α_{cc} on kerroin
= 0,85

f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

α_{ct} on kerroin
= 1,0

$f_{ctk,0,05}$ on betonin vetolujuuden ominaisarvo (5% fraktiili) ja

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku taulukon 3.1 mukaan [3, 4].

Taulukko 3.1. Betonin materiaaliosavarmuusluvut [4].

Mitoitustilanne	γ_c
Normaali	1,5
Normaali $\gamma_{c,red1}$ (RakMK rakenneluokka 1)	1,35
Onnettomuus	1,2

Termit α_{cc} ja α_{ct} ovat jäsenvaltioiden itsensä valitsevia kertoimia, joiden suositusarvo on 1,0 sekä puristus- että vetolujuutta määritettäessä [3, 4]. Ne ottavat huomioon lujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Lujuustestit ovat luonteeltaan hyvin lyhytkestoisia rakenteen todelliseen kuormitusaikaan nähden. Pitkäaikaisessa kuormituksessa betonin lujuus on lyhytkestoisesta kuormituskokeesta saatua arvoa pienempi. Jotta tämä tulisi otettua huomioon, Suomessa on päädytty puristuslujuuden määrittämisessä kertoimeen $\alpha_{cc} = 0,85$. [13] Vetopuolella käytetään arvoa $\alpha_{ct} = 1,0$, koska betonin vetolujuuden kasvun 28 vuorokauden jälkeen ajatellaan kumoavan pitkäaikaisen kuormitusajan vaikutuksen [13].

Taivutusvetolujuus

Taivutetuissa rakenteissa voidaan hyödyntää betonin keskimääräistä vetolujuutta suurempaa arvoa, keskimääräistä taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fl}$. Keskimääräinen taivutusvetolujuus lasketaan kaavalla

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{\left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm}; f_{ctm}\right\}, \quad (3.9)$$

jossa

- $f_{ctm,fl}$ on betonin taivutusvetolujuus
- h on rakenneosan korkeus [mm] ja
- f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus [3].

Kaavasta 3.9 nähdään, että matalilla rakenneosilla taivutusvetolujuuden $f_{ctm,fl}$ käytöstä voi olla suurtakin etua. Rakenteen korkeuden ylittäessä 600 mm keskimääräinen taivutusvetolujuus $f_{ctm,fl}$ vastaa keskimääräistä vetolujuutta f_{ctm} . Kaavaa 3.9 voidaan käyttää myös vetolujuuden ominaisarvoille [3].

3.1.2 Kimmoinen muodonmuutos

Betonin kimmokertoimeen vaikuttaa betonin koostumus, ja varsinkin kiviaineksella on suuri merkitys kimmoisiin muodonmuutoksiin. Likimääräinen kimmokerroin E_{cm} on määritetty kvartsipitoisesta kiviaineksesta koostuvasta betonista jännitystasojen $0 \dots 0,4f_{cm}$ välisenä sekanttiarvona, jonka määrittäminen on käsitelty luvussa 3.1.5. Jos kiviaineksena käytetään kvartsipitoisen kiviaineksin sijaan basalttipitoista, kimmokerrointa suurennetaan 20 %. Kalkkikivipitoinen kiviaines pienentää kimmokerrointa 10 % ja hiekkakivipitoinen 30 % [3].

Betonin lujuuden tapaan myös kimmokerroin kehittyy ajan myötä. Kimmokerroimen kehitystä ajan suhteen voidaan arvioida kaavalla

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm}, \quad (3.10)$$

jossa

$E_{cm}(t)$ on betonin kimmokerroin t vuorokauden ikäisenä

$f_{cm}(t)$ on betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä kaavan 3.3 mukaan

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus liitteen 1 mukaan ja

E_{cm} on betonin kimmokerroin liitteen 1 mukaan [3].

3.1.3 Viruminen

Viruma tarkoittaa kuormitetun rakenteen kasvanutta muodonmuutosta ajan kuluessa. Viruminen mielletään usein haitalliseksi ilmiöksi, mutta esimerkiksi staattisesti määrätömissä rakenteissa siitä voi olla hyötyä, sillä se pienentää jännityshuippuja ja vähentää halkeilua. [13] Betonin viruminen riippuu betonin koostumuksen ja dimensioiden lisäksi ympäristön kosteudesta ja rakenteen kuormitusajankohdasta. Betonin lineaarinen viruma voidaan laskea kaavalla

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right), \quad (3.11)$$

jossa

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ on betonin viruma,

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku

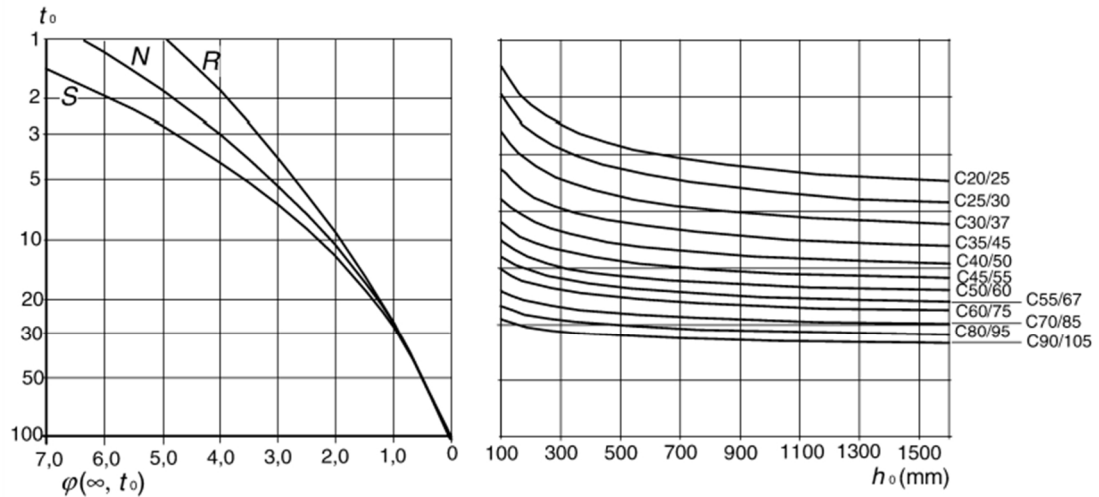
σ_c on betonia puristava vakiojännitys

t_0 on betonin ikä kuormituksen alkamisajankohtana [d]

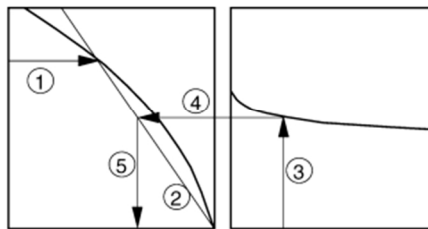
t on betonin ikä tarkasteluhetkellä [d] ja

E_c on betonin tangenttimoduuli, jolle voidaan käyttää arvoa $1,05 E_{cm}$ [3].

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 on esitetty käyrästöt normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevien betonirakenteiden virumaluvun loppuarvolle $\varphi(\infty, t_0)$. Käyrästöt on esitetty kuvassa 3.4.

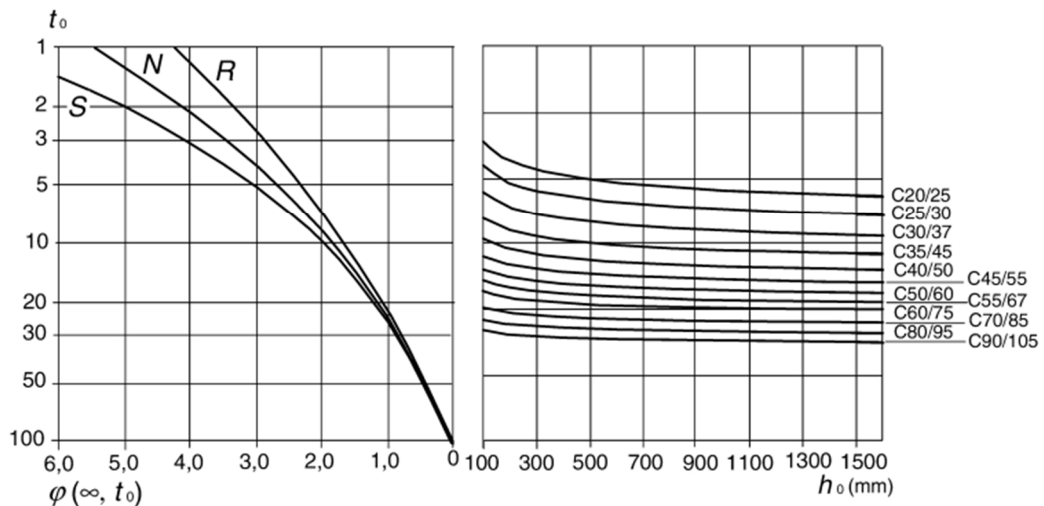


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

Kuva 3.4. Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille [3].

Virumaluvun loppuarvo saa tavallisesti arvon 1...2 ulkobetonirakenteilla ja 2...3 kuivissa sisätiloissa olevilla betonirakenteilla [13]. Liitteessä 2 on esitetty laskentakaa- vat virumaluvun määrittämiseksi olosuhteissa, jotka poikkeavat kuvan 3.4 käyrästöjen oletuksista.

Jos betonin puristusjännitys ylittää hetkellä t_0 45 % betonin puristuslujuudesta $f_{ck}(t_0)$, virumisen epälineaarisuus täytyy ottaa huomioon. Epälineaarinen virumaluvun loppuarvo lasketaan lineaarisen virumaluvun loppuarvosta kaavalla

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) e^{1,5(k_\sigma - 0,45)}, \quad (3.12)$$

jossa

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ on epälineaarinen virumaluvun loppuarvo

$\varphi(\infty, t_0)$ on lineaarisen virumaluvun loppuarvo ja

k_σ on betonia puristava vakiojännityksen σ_c ja betonin lujuuden $f_{ck}(t_0)$ suhde $(\sigma_c / f_{ck}(t_0))$. [3]

3.1.4 Kutistuminen

Betonin kutistumiseen vaikuttavat useat tekijät. Eurokoodin mukaan kutistuman suuruutta voidaan arvioida laskennallisesti ottamalla huomioon kaksi erillistä ilmiötä: kuivuminen (kuivumiskutistuma ε_{cd}) ja hydrotaatioreaktion aiheuttama tilavuuden muutos (sisäinen kutistuma ε_{ca}). Betonin laskennallinen kokonaiskutistuma on näiden kutistumien summa:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t), \quad (3.13)$$

jossa

$\varepsilon_{cs}(t)$ on kokonaiskutistuma hetkellä t

$\varepsilon_{cd}(t)$ on kuivumiskutistuma hetkellä t ja

$\varepsilon_{ca}(t)$ on sisäinen kutistuma hetkellä t [3].

Kuivumiskutistuma ε_{cd} johtuu betonin huokosissa olevan veden poistumisesta, jolloin sementtipartikkelit pääsevät lähemmäs toisiaan, mikä aiheuttaa rakenteen tilavuuden pienenemisen. Kuivumiskutistuma on luonteeltaan hidas. Sen suuruuteen vaikuttavat rakenteen mitat, ympäristön kosteus ja käytetyn massan vesisementtisuhte. [13] Kuivumiskutistuman kehitystä ajan funktiona voidaan arvioida kaavalla

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}, \quad (3.14)$$

jossa

$\varepsilon_{cd}(t)$ on kuivumiskutistuma hetkellä t

$\beta_{ds}(t, t_s)$ on tarkastelu- ja kuormitushetken huomioon ottava kerroin

k_h on muunnetun paksuuden huomioon ottava kerroin taulukon 3.2 mukaan ja

$\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma taulukon 3.3 mukaan [3].

Taulukko 3.2. k_h -kerroin [3].

h_0 [mm] (3.16)	100	200	300	≥ 500
k_h	1,0	0,85	0,75	0,70

Taulukko 3.3. Nimellinen kuivumiskutistuma $\varepsilon_{cd,0}$ [%] yleisimmillä betonilaaduilla liitteen 3 mukaan.

Sementti	Betoni	Ympäristön suhteellinen kosteus [%]				
		20	40	60	80	100
R	C25/30	0,80	0,75	0,63	0,39	0,00
	C30/37	0,76	0,71	0,60	0,37	0,00
	C35/45	0,72	0,68	0,57	0,35	0,00
	C40/50	0,68	0,64	0,54	0,33	0,00
	C45/55	0,64	0,61	0,51	0,32	0,00
	C50/60	0,61	0,57	0,48	0,30	0,00
N	C25/30	0,58	0,55	0,46	0,29	0,00
	C30/37	0,55	0,52	0,43	0,27	0,00
	C35/45	0,51	0,49	0,41	0,25	0,00
	C40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,00
	C45/55	0,46	0,43	0,36	0,22	0,00
	C50/60	0,43	0,41	0,34	0,21	0,00
S	C25/30	0,47	0,44	0,37	0,23	0,00
	C30/37	0,44	0,41	0,35	0,22	0,00
	C35/45	0,41	0,39	0,32	0,20	0,00
	C40/50	0,39	0,36	0,30	0,19	0,00
	C45/55	0,36	0,34	0,29	0,18	0,00
	C50/60	0,34	0,32	0,27	0,17	0,00

Jos halutaan tarkastella kuivumiskutistuman loppuarvoa $\varepsilon_{cd,\infty}$, kertoimelle $\beta_{ds}(\infty, t_s)$ käytetään arvoa 1. Muita ajan hetkiä tarkasteltaessa kertoimen arvo saadaan kaavasta

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}, \quad (3.15)$$

jossa

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä [d]

t_s on betonin ikä kuivumiskutistumisen alkamisajankohtana [d] ja

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]. [3]

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus saadaan kaavasta

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (3.16)$$

jossa

h_0 on muunnettu paksuus

A_c on betonin poikkileikkausala ja

u on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa [3].

Sisäinen kutistuma ε_{ca} johtuu sementin hydrotaatioreaktiosta. Reaktiossa syntyvien tuotteiden tilavuus on pienempi kuin siihen osallistuvien tuotteiden yhteenlaskettu tilavuus, mikä aiheuttaa betonissa kutistumaa. [13] Sisäisen kutistuman suuruus voidaan laskea kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (3.17)$$

jossa

$\varepsilon_{ca}(t)$ on sisäinen kutistuma hetkellä t

t on betonin ikä [d]

$\beta_{as}(t)$ on kerroin

$$= 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \text{ ja}$$

$\varepsilon_{ca}(\infty)$ on sisäisen kutistuman loppuarvo

$$= 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} [3].$$

Taulukossa 3.4 on esitetty betonin sisäisen kutistuman kehittyminen yleisimmillä betonilaaduilla ajan jaksolla $t=1 \dots 1000$ d.

Taulukko 3.4. Sisäisen kutistuman $\varepsilon_{ca}(t)$ [%] suuruus yleisimmillä betonilaaduilla, kun $t=1 \dots 1000$ d.

t [d]	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
1	0,007	0,009	0,011	0,014	0,016	0,018
2	0,009	0,012	0,015	0,018	0,022	0,025
7	0,015	0,021	0,026	0,031	0,036	0,041
28	0,024	0,033	0,041	0,049	0,057	0,065
180	0,035	0,047	0,058	0,070	0,082	0,093
365	0,037	0,049	0,061	0,073	0,086	0,098
1000	0,037	0,050	0,062	0,075	0,087	0,100

Sisäinen kutistuma on luonteeltaan nopea, koska siitä tapahtuu noin 20 % ensimmäisen vuorokauden ja suurin osa ensimmäisen kuukauden aikana. Puolen vuoden kuluttua sisäisestä kutistumasta on tapahtunut jo yli 90 %.

3.1.5 Jännitys-muodonmuutosyhteys

Betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus on lähes lineaarinen pienillä jännitystasoilla. Jännitysten kasvaessa muodonmuutoksen kasvavat jännitystä nopeammin ja jännitysvienymäkäyrä käyristyy [3, 13]. Epälineaarisessa rakenneanalyysissä käytettävä jännitys-muodonmuutosyhteys, kun rasituksena on lyhytaikainen aksiaalinen kuormitus, saadaan kaavasta

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \text{kun } 0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cul}|, \quad (3.18)$$

jossa

η on kerroin

$$= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \text{ ja}$$

k on kerroin

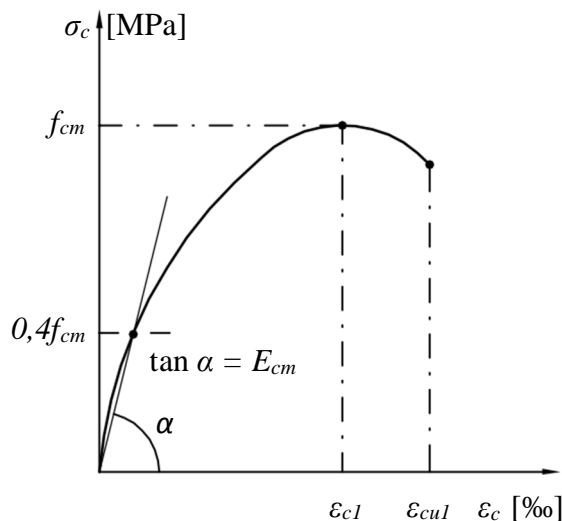
$$= \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}},$$

joissa

ε_c on betonin puristuma ja

ε_{c1} on betonin puristuma maksimilujuuden saavuttamiskohdassa liitteen 1 mukaan [3].

Yhtälön 3.18 mukainen epälineaarissa rakenneanalyysissä käytettävä jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva ja likimääräisen kimmokertoimen E_{cm} määrittäminen on esitetty kuvassa 3.5.



Kuva 3.5. Epälineaarissa rakenneanalyysissä käytettävä betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuva ja likimääräisen kimmokertoimen E_{cm} määrittäminen [3].

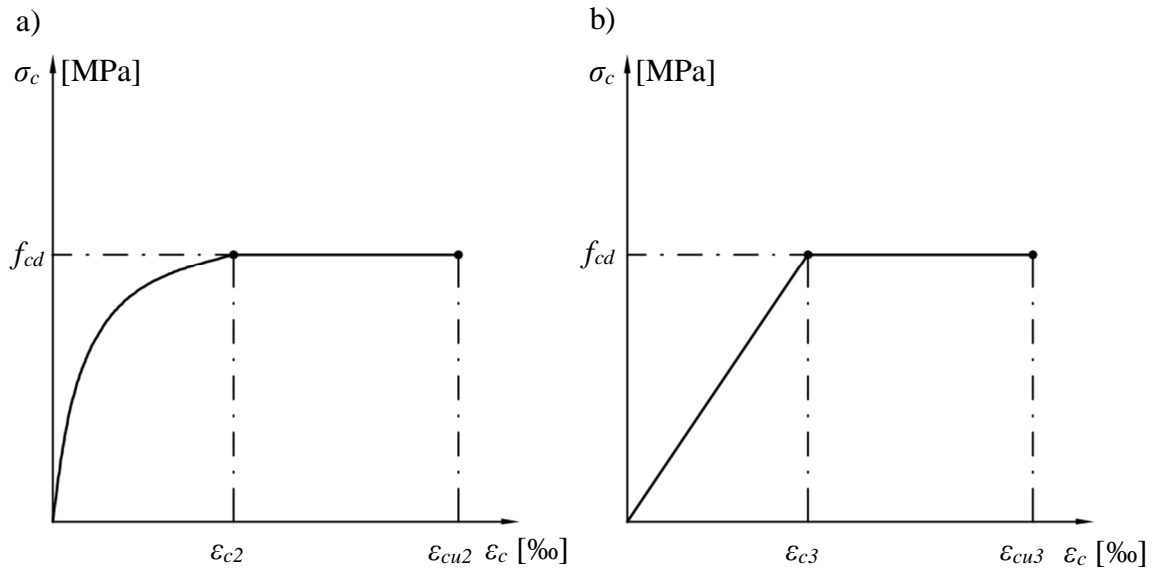
Kuvan 3.5 mukainen kuvaaja soveltuu huonosti mitoittamiseen. Poikkileikkauksia mitoittaessa voidaan käyttää yksinkertaistettua paraabeli-suorakaide-kuviota (kuva 3.6a), joka koostuu tasaisesta osuudesta ja paraabelista, joiden yhtälöt ovat

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^\eta \right] \quad , \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \text{ ja} \quad (3.19)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad , \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}, \quad (3.20)$$

joissa

η on eksponentti liitteen 1 mukaan [3].

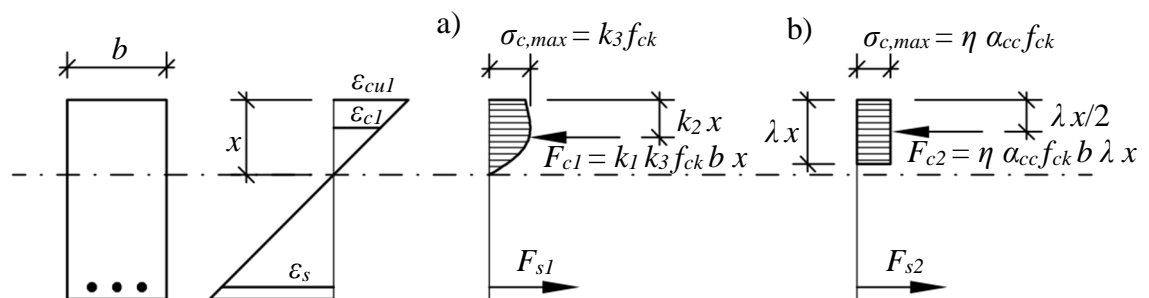


Kuva 3.6. Betonin a) paraabeli-suorakaide-kuvion ja b) bilineaarisen mallin periaatekuvat [3].

Paraabeli muuttuu suoraksi, kun betonin puristusjännitys saavuttaa mitoitusarvon f_{cd} . Paraabeli-suorakaide-kuviota vielä yksinkertaisempi ja varmemmalla puolella oleva bilineaarinen malli (kuva 3.6b) koostuu suorasta, joka nousee betonin puristuslujuuden mitoitusarvoon f_{cd} asti, minkä jälkeen jännitys pysyy vakiona murtopuristumaan ϵ_{cu} saakka.

Betonin jännitysresultantti

Tarkastellaan taivutusmomentin rasittamaa suorakaidepoikkileikkausta, jossa muodonmuutostila on suoraviivainen ja jännitystila epälineaarinen (kuva 3.7a). Poikkileikkauksen leveys on b ja neutraaliakselin paikka x . Voimien resultantit F_i ja muuttujat k_i ovat kuvan 3.7 mukaiset, ja jännitykset ovat ominaisarvoja.



Kuva 3.7. Suorakaidepoikkileikkauksen epälineaarinen jännitystila a) ja jännityssuorakaide b) [6].

Kokeista saadut kertoimet k_i on esitetty taulukossa 3.5.

Taulukko 3.5. Kokeisiin perustuvat k_i – kertoimet [6].

Betoni	k_1	k_2	k_3	$k_1 k_3$	ε_{cu} [‰]
C25/30	0,80	0,45	1,08	0,864	3,3
C30/37	0,79	0,45	1,07	0,845	3,2
C35/45	0,75	0,44	1,05	0,788	3,1
C40/50	0,71	0,42	1,05	0,746	3,0
C45/55	0,67	0,41	1,06	0,710	2,9
C50/60	0,67	0,40	1,06	0,710	2,8

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 esitetyn jännityssuorakaiteen (kuva 3.7b) kertoimet lasketaan seuraavasti:

$$\lambda = 0,8 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad , \text{ kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

$$\eta = 1,0 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa ja} \quad (3.23)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad , \text{ kun } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa [3]}. \quad (3.24)$$

Taulukossa 3.6 on vertailtu eurokoodin antamaa betonin jännitysresultanttia ja jännitysresultantin paikkaa kokeista saatuihin tuloksiin.

Taulukko 3.6. Resultantin suuruus ja paikka kokeiden perusteella ja eurokoodin mukaan.

Betoni	Resultantti		Resultantin paikka	
	F_{c1}	F_{c2}	$k_2 x$	$\lambda x / 2$
C25/30	$0,86 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,45 x$	$0,40 x$
C30/37	$0,85 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,45 x$	$0,40 x$
C35/45	$0,79 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,44 x$	$0,40 x$
C40/50	$0,75 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,42 x$	$0,40 x$
C45/55	$0,71 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,41 x$	$0,40 x$
C50/60	$0,71 f_{ck} b x$	$0,68 f_{ck} b x$	$0,40 x$	$0,40 x$

Taulukosta huomataan, että eurokoodi antaa resultantin suuruuden varmalle puolelle, mutta resultantin paikka on hieman epävarmalla puolella varsinkin heikoimmilla betoni-laaduilla.

3.2 Betoniteräs

3.2.1 Betoniterästen nimeäminen

Suomessa on totutusti käytetty betoniterästen nimeämisessä kirjaimista ja numeroista koostuvaa tunnusta. Eurokoodien mukaan suunniteltaessa betoniterästen tulee täyttää standardin EN 10080 vaatimukset, ja niiden nimeämistä käsitellään standardissa EN 10027-1 [3].

Eurokoodin mukainen betoniterästen merkintätapa koostuu kirjaintunnuksesta ”B”, teräksen myötölujuudesta ja sitkeysluokasta [14]. Kirjaintunnus on sama kylmämuokatuille ja kuumavalssatuille betoniteräksille, mikä poikkeaa totutusta nimeämisestä. Sitkeysluokkaa voi seurata tarvittaessa numero, jolla sitkeysominaisuuksia voidaan erotella sitkeysluokkien sisällä [14, 15]. Lisäksi tunnuksen loppuun voidaan antaa lisätietoja betoniterästen käsittelyistä +-merkillä eroteltuina [14].

Esimerkki: B500C1

3.2.2 Lujuus ja sitkeys

Eurokoodin kaavat ja ohjeet ovat voimassa betoniraudotteille, joiden myötölujuus f_{yk} (kuumavalssatut teräkset) tai 0,2-raja $f_{0,2k}$ (kylmämuokatut teräkset) on 400...700 MPa [4]. Myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad (3.25)$$

jossa

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo ja

γ_s on betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku taulukon 3.7 mukaan. [3]

Taulukko 3.7. Betoniteräksen materiaaliosavarmuusluvut [4].

Mitoitustilanne	γ_s
Normaali	1,15
Normaali $\gamma_{s,red1}$ (RakMK rakenneluokka 1)	1,1
Onnettomuus	1,0

Sitkeytensä puolesta betoniteräkset jaetaan kolmeen luokkaan: A, B ja C. Sitkeyttä arvioidaan veto- ja myötölujuuden suhteella $k = f_t/f_y$ ja suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvolla ϵ_{uk} [3]. Sitkeys nousee mentäessä luokasta A luokkaan C taulukon 3.8 mukaan.

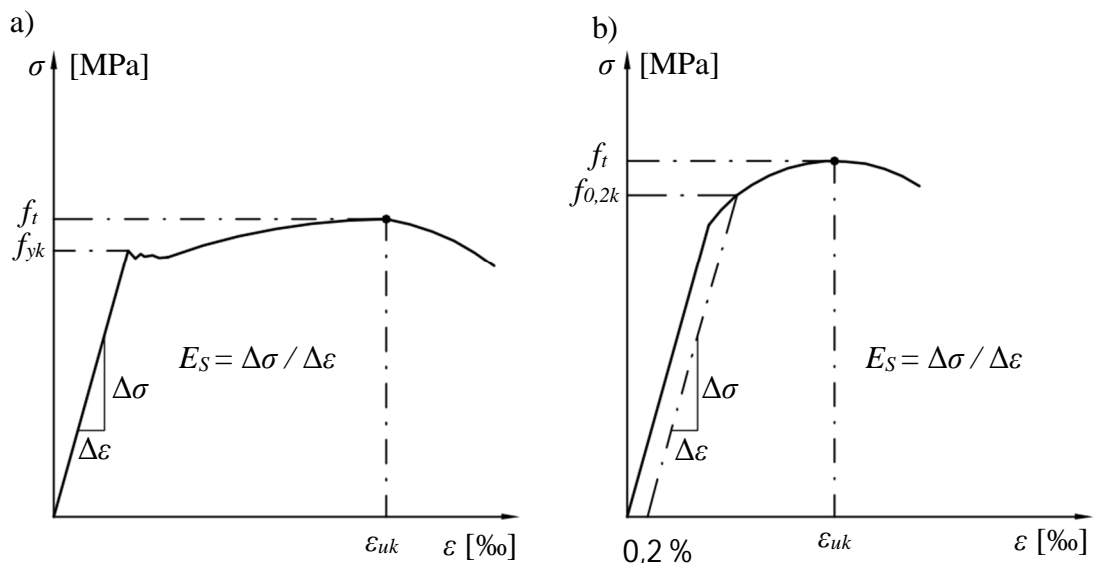
Taulukko 3.8. Sitkeysluokkavaatimukset [3].

Ominaisuus	Sitkeysluokka		
	A	B	C
$k = f_t/f_{yk}$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$1,15 \leq k \leq 1,35$
$\epsilon_{uk} [\%]$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Suomessa paljon käytetty kylmämuokattu betoniteräs B500K kuuluu sitkeysluokkaan A ja kuumavalssattu A500HW sitkeysluokkaan B [6]. Kansalliset standardit SFS 1268 ”Betoniteräket, hitsattava kuumavalssattu harjatanko b500b” ja SFS 1269 ”Betoniteräket, hitsattava kuumavalssattu harjatanko b500c1” on vahvistettu ja ne mahdollistavat kyseisten teräslaatujen käytön suunnittelussa [15, 16]. Betoniteräs A500HW voidaan suoraan korvata betoniteräksellä B500B, jos ei käytetä A500HW:lle eurokoodin sallimia pienimpiä taivutussäteitä [17]. Liikenneviraston soveltamisohjeen mukaan betonirauδοitteille voidaan käyttää samoja taivutustelan vähimmäishalkaisijoita kuin RakMk B4:ssä on käytetty [18]. Jos tätä ohjetta sovelletaan koskemaan myös rakennuksia, A500HW voidaan korvata B500B:llä ilman lisätoimenpiteitä [17].

3.2.3 Jännitys-muodonmuutosyhteys

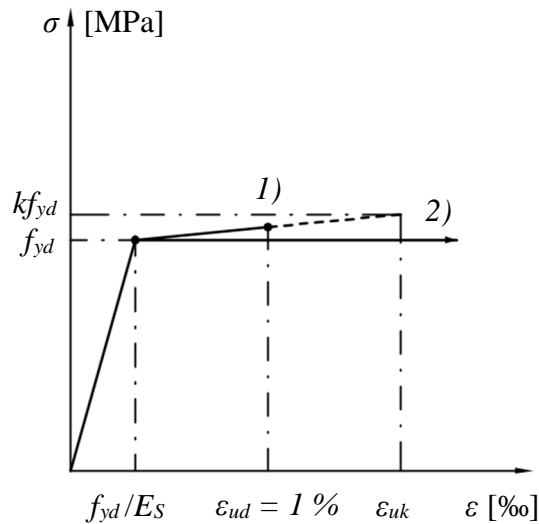
Betoniterästen ominaisuudet riippuvat valmistusmenetelmästä. Kuumavalssattu betoniteräs on sitkeä ja sen jännitys-venymäkuvaajasta löytyy selkeä myötämisen ja myötölujittumisen vaihe (kuva 3.8a). Kylmämuokattu betoniteräs, joka on valmistettu kuvioimalla jäähtynyt kuumavalssattu teräslanka, on käsittelyn johdosta lujempi, mutta hauraampi, eikä sen jännitys-venymäkuvaajassa ole selkeää myötämisvaihetta (kuva 3.8b) [6].



Kuva 3.8. a) kuumavalssatun ja b) kylmämuokatusen betoniteräksen jännitys-venymäyhteyksien periaatekuvat [3].

Kuvasta 3.8 nähdään, että suorien kulmakertoimet ovat yhtä suuret. Tämä ei ole sattumaa, sillä kulmakerroin osoittaa teräksen kimmokertoimen E_s , joka on sama sekä kuumavalssatuilla että kylmämuokatuilla betoniteräksillä.

Mitoituksessa voidaan käyttää kahta erilaista jännitys-venymäyhteyttä. Menetelmässä 1 hyödynnetään teräksen myötölujittumista, mutta se johtaa venymän rajoittamiseen ($\epsilon_{ud} = 1 \%$). Menetelmässä 2 muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa ja jännitys pysyy vakiona myötörajan jälkeen. [3, 4] Mitoituksessa käytettävät jännitys-venymäyhteydet on esitetty kuvassa 3.9.



Kuva 3.9. Mitoituksessa käytettävät betoniterästen jännitys-venymäyhteydet [3].

Mitoituksessa voidaan käyttää teräksen kimmokertoimelle E_s arvoa 200 GPa, joka vastaa nousevan suoran kulmakerrointa [3].

3.3 Jänneteräs

3.3.1 Jänneterästen nimeäminen

Jänneterästen nimeämistä käsittelevät standardit EN 10027 ja vielä draft -versiona oleva prEN 10138. Jänneterästen kirjaintunnus on ”Y”, jota seuraa jänneteräksen vetolujuus f_{pk} ja jänneteräksen tyyppi [14]. Myös pelkkää teräksen numeroa voidaan käyttää [19]. Tunnuksen loppuun voidaan antaa lisämääreitä +-merkillä eroteltuna betoniterästen tapaan [14].

Jänneterästen tyyppejä ovat muun muassa lanka (C), tanko (H) ja punos (S) [14]. Punoksia (S) käytettäessä tyyppimerkintää seuraa numero, joka osoittaa lankojen määrän punoksessa, ja kompakteja punoksia käytettäessä lisätään tunnus ”G”. Tyyppimerkinnän jälkeen ilmoitetaan jännepunoksen nimellishalkaisija ja luokka. [19]

Esimerkki: Y1860S7-15.2-A tai 1.1366-15.2-A

3.3.2 Lujuus ja sitkeys

Jännepunoksille määritellään kaksi lujuutta: vetolujuus f_{pk} ja 0,1-raja $f_{p0,1k}$, joka aiheuttaa jännepunokseen 1 % pysyvän muodonmuutoksen [3]. 7-lankaisten jännepunosten lujuus- ja poikkileikkausominaisuuksia on esitetty taulukossa 3.9.

Taulukko 3.9. Jännepunosten lujuus- ja poikkileikkausominaisuuksia [11, 19].

Teräksen tunnus	Teräksen numero	d [mm]	A_p [mm ²]	f_{pk} [MPa]	$f_{p0,1k}$ [MPa]
Y1770S7	1.1365	15,2	140	1770	1520
		16,0	150		
Y1860S7	1.1366	12,5	93	1860	1600
		13,0	100		
		15,2	140		
		16,0	150		
Y1700S7G	1.1370	18,0	223	1700	1470
Y1820S7G	1.1371	15,2	165	1820	1560
Y1860S7G	1.1372	12,7	112	1860	1610

Jännityksen mitoitusarvo lasketaan kaavalla

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s, \quad (3.26)$$

jossa

f_{pd} on jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja ja

γ_s on jänneteräksen materiaaliosavarmuusluku, joka saadaan taulukosta 3.10 [3].

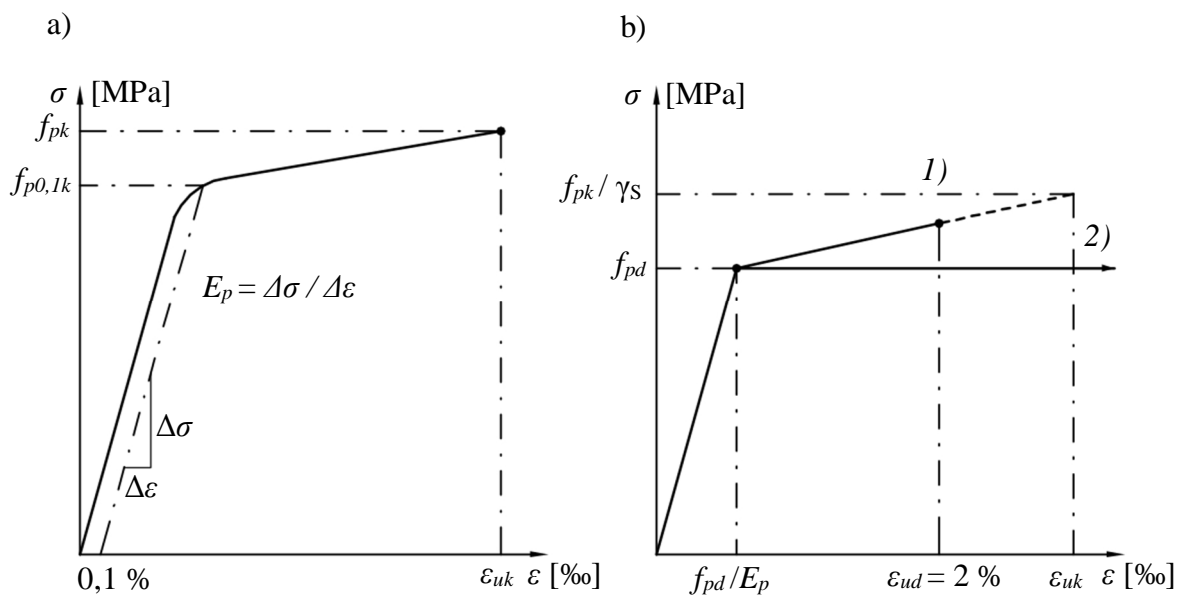
Taulukko 3.10. Jänneterästen materiaaliosavarmuusluvut [4].

Mitoitustilanne	γ_s
Normaali	1,15
Onnettomuus	1,0

Jänneterästen vaaditusta vetositkeydestä säädetään standardissa EN 10138, jonka mukaan vetositkeys on riittävä, jos suurimmalla kuormalla saavutettava venymä ϵ_{uk} on vähintään 3,5 % [19]. Riittävä vetositkeys katsotaan myös saavutetuksi, jos vetolujuuden ja 0,1-rajan suhde $k = f_{pk} / f_{p0,1k}$ on vähintään 1,1 [3]. Kaikki taulukon 3.9 jänneteräksistä täyttävät ehdon.

3.3.3 Jännitys-muodonmuutosyhteys

Jänneteräket ovat kylmämuokattuja teräksiä, ja niiden jännitys-venymäyhteys muistuttaa kylmämuokattujen betoniterästen jännitys-venymäyhteys (kuva 3.10a) [3]. Jänneterästen mitoituksessa voidaan käyttää kahta erilaista jännitys-venymäyhteys betoniterästen tapaan. Menetelmät ovat periaatteiltaan vastaavat betoniraudotteiden menetelmien kanssa. Vain venymien raja-arvoissa on eroja, sillä jänneteräksillä $\epsilon_{ud} = 2 \%$ (kuva 3.10b). [3, 4] Menetelmän 1 käytössä tulee kuitenkin olla varovainen, sillä valitsemalla murtovenymä ϵ_{uk} todellisuutta pienemmäksi, suora saadaan nousemaan todellisuutta jyrkemmin, mikä vie suunnittelua epävarmalle puolelle [20].



Kuva 3.10. Jänneteräksen jännitys-venymäyhteyksien periaatekuvat [3].

Jännelankojen ja -tankojen kimmokerroin E_p vaihtelee välillä 195...210 GPa ja punosten kimmokerroin välillä 185...205 GPa valmistusmenetelmästä riippuen. Mitoituksessa voidaan käyttää kimmokertoimille vakio arvoja, jotka ovat 205 GPa langoille sekä tangoille ja 195 GPa punoksille. [3]

3.3.4 Relaksaatio

Vakiovenymään vedetyn jänneteräksen jännitys pienenee ajan kuluessa relaksaation vaikutuksesta. Relaksaatioilmiö alkaa välittömästi jännityksen muodostumisen jälkeen ja jatkuu hidastuen jännityksen poistamiseen tai sen häviämiseen saakka. Relaksaatioon vaikuttavat aika, teräslaatu ja lämpötila [6]. Relaksaatiohäviön suuruutta ilmaistaan suureella ρ_{1000} [%], joka osoittaa jännittämisen jälkeisen relaksaation ensimmäisen 1000 tunnin aikana 20 °C lämpötilassa [3].

Eurokoodissa jänneteräket jaotellaan kolmeen relaksaatioluokkaan. Relaksaatioluokkia vastaavat relaksaatiohäviöt ρ_{1000} voidaan ottaa taulukossa 3.11, jos niitä ei ole valmistajien koetodistuksista esitetty. Jos jänneteräket ovat pitkiä aikoja 40 °C korkeammissa lämpötiloissa, kasvanut relaksaatio tulee ottaa huomioon [6].

Taulukko 3.11. Relaksaatioluokat ja niitä vastaavat relaksaatiohäviöt ρ_{1000} .

Relaksaatioluokka	Luokan kuvaus	ρ_{1000} [%]
1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8
2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5
3	kuumavalssatut ja muokatut tangot	4

Relaksaation aiheuttama jännityksen muutos voidaan laskea kaavoilla

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\Delta\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad \text{relaksaatioluokassa 1} \quad (3.27)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\Delta\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad \text{relaksaatioluokassa 2 ja} \quad (3.28)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\Delta\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad \text{relaksaatioluokassa 3,} \quad (3.29)$$

joissa

$\Delta\sigma_{pr}$ on jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo

σ_{pi} on jännittämishetkellä vallitseva jännitys (ankkurijänteet) tai suurin laukaistu vetojännitys jännittämisen aikaisilla välittömillä häviöillä vähennettynä (tartuntajänteet)

ρ_{1000} on relaksaatiohäviö 1000 tunnin jälkeen 20 °C lämpötilassa

t on jännittämisen jälkeinen aika [h] ja

μ on kerroin
 $= \sigma_{pi}/f_{pk}$ [3].

4 TARTUNNATTOMAT JÄNTEET

4.1 Jännittämisvoima ja -jännitykset

Jännittämisvoima on suoraan verrannollinen jänteen poikkileikkausalaan ja siihen saatettuun jännitykseen. Jännitystyönaikaisille suurimmille sallitulle jännityksille, jäniteellä $\sigma_{p,max}$ ja jännevoiman vastaanottavalla betonilla σ_c , on annettu raja-arvot, jotka saadaan kaavoista

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \text{ ja} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\}, \quad (4.2)$$

joissa

- σ_c on betonin suurin sallittu puristusjännitys
- $f_{ck}(t)$ on betonin puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä
- $\sigma_{p,max}$ on jänteen suurin sallittu jännitys
- f_{pk} on jänneteräksen vetolujuus ja
- $f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja [3].

Suurin sallittu jännitystyön aikainen jänteen aktiivisessa päässä vaikuttava voima laskeaan kaavalla

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max}, \quad (4.3)$$

jossa

- P_{max} on suurin sallittu jännettä kuormittava voima
- A_p on jänteen poikkileikkausala ja
- $\sigma_{p,max}$ on jänteen suurin sallittu jännitys kaavan 4.2 mukaan [3].

Taulukossa 4.1 on esitetty 7-lankaisten jännepunosten suurimpia sallittuja jännityksiä ja jännevoimia. Alleviivattu lukuusarvo osoittaa suurimman jännityksen rajoittavan suureen. Taulukosta voidaan huomata, että taulukon kaikilla jännepunoksilla rajoittavana lujautena on jänneteräksen 0,1-raja.

Taulukko 4.1. 7-lankaisten jännepunosten suurimmat sallitut jännitykset ja jännevoimat.

Teräksen tunnus	A_p [mm ²]	f_{pk} [MPa]	$f_{p0,1k}$ [Mpa]	$\sigma_{p,max}$ [MPa]	P_{max} [kN]
Y1770S7	140	1770	<u>1520</u>	1368	191,5
	150			1368	205,2
Y1860S7	93	1860	<u>1600</u>	1440	133,9
	100			1440	144,0
	140			1440	201,6
	150			1440	216,0
Y1700S7G	223	1700	<u>1470</u>	1323	295,0
Y1820S7G	165	1820	<u>1560</u>	1404	231,7
Y1860S7G	112	1860	<u>1610</u>	1449	162,3

Suurin sallittu jännitys $\sigma_{p,max}$ saadaan ylittää, eli jänneteräkset saadaan ylijännittää, jos jännitystunkin jännitysvoiman loppuarvo pystytään mittaamaan ± 5 % tarkkuudella [3]. Tällöin suurin sallittu jännitys saadaan kaavasta

$$\sigma_{p,max} = 0,95 f_{p0,1k}, \quad (4.4)$$

jossa

$\sigma_{p,max}$ on jänteen suurin sallittu jännitys ja

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja. [3]

4.2 Jännityshäviöt

Jännevoiman siirron jälkeen punoksen jännitys tippuu välittömästi alkuhäviöiden seurauksena. Heti ankkuroinnin jälkeen vaikuttava alkujännevoima etäisyydellä x jänteen aktiivipäästä saadaan kaavasta

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_i(x), \quad (4.5)$$

jossa

$P_{m0}(x)$ on alkujännevoima kohdassa x hetkellä $t = t_0$

P_{max} on jännittämishetkellä vaikuttava voima ja

$\Delta P_i(x)$ on välittömät alkuhäviöt huomioon ottava termi (katso 4.2.1) [3].

Alkujännevoimalla on raja-arvo, joka tulee ottaa huomioon myös jännittämistä valittaessa, jos välittömät alkuhäviöt ovat pienet. Raja-arvo saadaan kaavasta

$$P_{m0}(x) = A_p \sigma_{pm0}(x), \quad (4.6)$$

jossa

$P_{m0}(x)$ on alkujännevoima kohdassa x hetkellä $t = t_0$

A_p on jänteen poikkileikkausala ja

$\sigma_{pm0}(x)$ on jänteen suurin sallittu jännitys ankkuroinnin jälkeen kaavasta

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\}, \quad (4.7)$$

jossa

f_{pk} on jänneteräksen vetolujuus ja

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja [3].

Jännevoiman keskimääräinen arvo $P_{m,t}(x)$ hetkellä $t > t_0$ ottaa huomioon välittömien jännityshäviöiden lisäksi ajasta riippuvat jännityshäviöt. Jännevoiman keskimääräinen arvo lasketaan alkujännevoimasta kaavalla

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x), \quad (4.8)$$

jossa

$P_{m,t}(x)$ on jännevoima kohdassa x hetkellä $t > t_0$

$P_{m0}(x)$ on alkujännevoima kohdassa x hetkellä $t = t_0$ ja

$\Delta P_{c+s+r}(x)$ on ajasta riippuvat häviöt huomioon ottava termi (katso 4.2.2). [3]

4.2.1 Alkuhäviöt

Ankkurijännteillä jännitetyn rakenteen välittömiä alkuhäviöitä ovat betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta ΔP_{el} , kitkasta $\Delta P_{\mu}(x)$ ja ankkuroinnin liukumisesta ΔP_{sl} johtuvat jännevoiman häviöt [3]. Betonin kimmainen muodonmuutos on väistämätön, mutta jännitysajankohdalla voidaan vaikuttaa sen suuruuteen. Kitkahäviöt puolestaan riippuvat jännegeometriasta ja jänneteräksen ominaisuuksista kuten myös ankkurointihäviöt, jotka ovat ankkurointikappaleille ominaisia. Betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuvat jännevoiman häviöt voidaan laskea kaavalla

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (4.9)$$

jossa

ΔP_{el} on betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta johtuva jännevoiman häviö

A_p on jänneteräksen poikkileikkausala

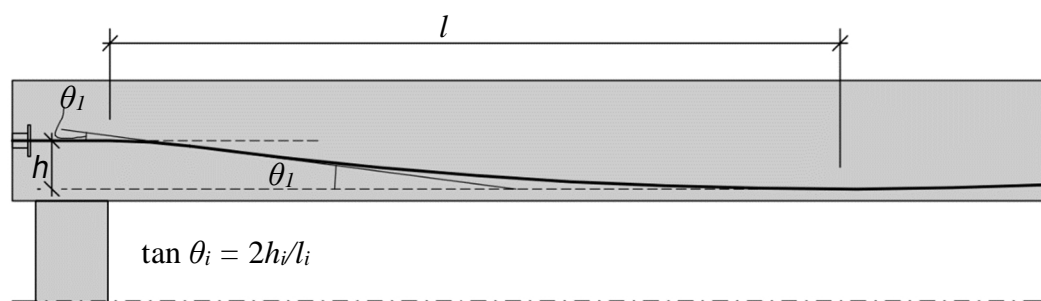
E_p on jänneteräksen kimmokerroin

$E_{cm}(t)$ on betonin kimmokerroin hetkellä t

$\Delta \sigma_c(t)$ on betoniin hetkellä t tullut jännityslisäys jänneterästen painopisteessä ja

- j on jännittämisjärjestyksen huomioon ottava kerroin
 $= (n-1)/2n$, jossa n on peräkkäisten jännitettyjen jänneterästen määrä
 $= 1/2$ likimääräistarkasteluissa
 $= 1$ jännittämisen jälkeisille pysyvien kuormien muodonmuutoksille [3].

Ankkurijännerakenteiden kitkahäviöt johtuvat jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta. Jänne painautuu suojaputken reunaa vasten kohdissa, joissa jänne suuntaa muuttuu. Kitkahäviöön vaikuttavat olennaisesti jänne ja suojaputken välinen kitkakerroin ja jänne kulmamuu-
 totosten summa. [6] Kuvassa 4.1 on havainnollistettu kulmamuu-
 totosten laskentaa. Jänneteräkset tuetaan tukipukeilla, joiden välillä ne pääsevät
 hieman roikkumaan. Myös suoralla osuudella tapahtuu kitkahäviöitä, koska jänneteräs
 ei ole täysin suora [6]. Tuennannasta johtuvat kulmamuu-
 totokset otetaan huomioon aal-
 toisuusluvulla, joka on jännemenetelmäkohtainen.



Kuva 4.1. Palkin ensimmäinen kulmamuu-
 totos θ_i .

Kitkahäviö, joka koostuu kulmamuu-
 totoksista ja jänne aaltoisuudesta, voidaan laskea
 kaavalla

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (4.10)$$

jossa

$\Delta P_\mu(x)$ on kitkasta johtuva jännevoiman häviö

θ on ankkurijänne suunnan muutosten summa ($\sum \theta_i$) [rad]

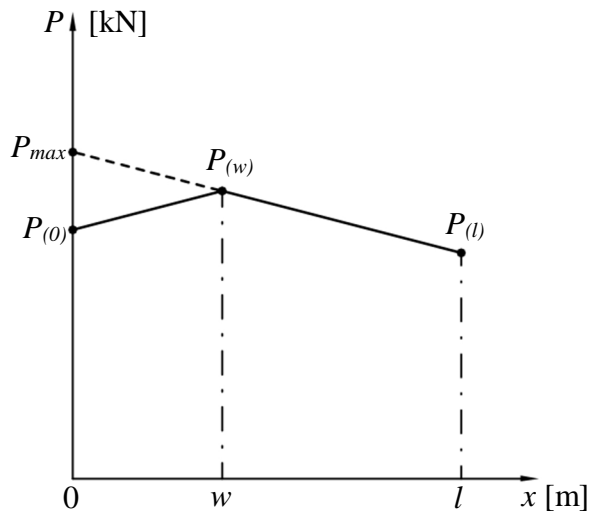
μ on jänneteräksen ja suojaputken välinen kitkakerroin

k on aaltoisuusluku ja

x on etäisyys jänneteräksen aktiivisesta päästä [3].

Jännitystyön jälkeen jännevoima siirretään ja lukitaan ankkurikappaleisiin kiilo-
 jen avulla. Ankkurointiliukumasta eli kiilojen siirtymä ennen jännevoiman lukittumista on
 ankkurikappaleille ominainen. Tavallisesti se on vain muutamia millimetrejä [21, 22].

Ankkurointiliukumasta johtuva häviö on suurimmillaan ankkurin kohdalla ja
 pienenee kesemmälle mentäessä kitkan vaikutuksesta. Kitka, joka jännitettäessä pie-
 nensi jännitystä passiivipäässä, estää ankkurointiliukumasta johtuvaa jännitysmuutosta
 [23]. Kitkan ansiosta lukitushäviö ulottuu vain määrätyle matkalle w lukitusankkurista
 [1]. Kuvassa 4.2 on esitetty jänneessä vaikuttava jännitys ankkurointiliukuman jälkeen.



Kuva 4.2. Jännevoima ankkurointiliukuman jälkeen etäisyyden x funktiona [1].

Palkin päiden jännitysero jännitettäessä on kitkahäviön suuruinen. Jaetaan kitkahäviö tasaiseksi kitkahäviöksi koko palkin matkalle kaavalla

$$\Delta p = \frac{P_{max} - P_{(l)}}{l} = \frac{\Delta P_{\mu}(l)}{l}, \quad (4.11)$$

jossa

Δp on kitkasta johtuva jännityshäviö [kN/m]

P_{max} on jännittämisvoima

$P_{(l)}$ on jännevoima passiivipäässä ($x = l$)

$\Delta P_{\mu}(l)$ on kitkasta johtuva jännevoiman häviö passiivipäässä ($x = l$) ja

l on jänteen kokonaispituus [1].

Ankkurointiliukuman vaikutusalue w saadaan laskettua, kun tasainen kitkahäviö eli laskevan suoran kulmakerroin tiedetään. Se lasketaan kaavalla

$$w = \sqrt{\frac{\delta E_p A_p}{\Delta p}}, \quad (4.12)$$

jossa

w on ankkurointiliukuman vaikutuksen ulottuma

δ on ankkurointiliukuma

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

A_p on jänneteräksen poikkileikkausala ja

Δp on kitkasta johtuva jännityshäviö [1].

Nyt saadaan ratkaistua ankkurointiliukumasta johtuva häviö aktiivipäässä kaavalla

$$\Delta P_{sl}(0) = P_{max} - P_{(0)} = 2 \Delta p w, \quad (4.13)$$

jossa

$\Delta P_{sl}(0)$ on ankkurointiliukumasta johtuva jännevoiman häviö aktiivipäässä ($x = 0$)

P_{max} on jännittämisvoima

$P_{(0)}$ on jännevoima aktiivipäässä ($x = 0$)

Δp on kitkasta johtuva jännityshäviö ja

w on ankkurointiliukuman vaikutuksen ulottuma [1].

Keskimääräinen jännevoima ankkurointiliukuman jälkeen saadaan laskettua kaavalla

$$P_{m0} = \frac{\frac{P_{(0)} + P_{(w)}}{2}w + \frac{P_{(w)} + P_{(l)}}{2}(l-w)}{l}, \quad (4.14)$$

jossa

P_{m0} on keskimääräinen alkujännevoima

$P_{(0)}$ on jännevoima aktiivipäässä ($x = 0$)

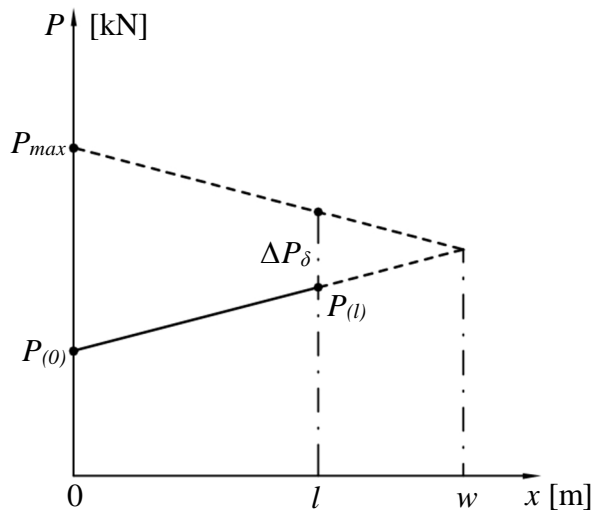
$P_{(w)}$ on jännevoima ankkurointiliukuman vaikutuksen ulottuman kohdalla ($x = w$)

$P_{(l)}$ on jännevoima passiivipäässä ($x = l$)

w on ankkurointiliukuman vaikutuksen ulottuma ja

l on jänteen kokonaispituus [20].

Ankkurointiliukumasta johtuvat häviöt tartunnattomin jäntein toteutetuissa rakenteissa ovat tavallisesti paljon pienempiä kuin kitkasta johtuvat häviöt. Poikkeuksina ovat lyhyet jänteet, joilla ankkurointiliukuman vaikutusalue w on jänteen kokonaismittaa l pidempi. [20] Tällaisissa tapauksissa tilanne on kuvan 4.3 mukainen.



Kuva 4.3. Jännevoima ankkurointiliukuman jälkeen etäisyyden x funktiona, kun $w > l$ [23].

Ankkurointiliukumasta johtuva häviö aktiivipäässä $\Delta P_{sl}(0)$ lasketaan kuvan 4.3 tapauksessa kaavalla

$$\Delta P_{sl}(0) = P_{max} - P_{(0)} = 2\Delta P_{\mu}(l) + \Delta P_{\delta}, \quad (4.15)$$

jossa

$\Delta P_{sl}(0)$ on ankkurointiliukumasta johtuva jännevoiman häviö aktiivipäässä ($x = 0$)

P_{max} on jännittamisvoima

$P_{(0)}$ on jännevoima aktiivipäässä ($x = 0$)

$\Delta P_{\mu}(l)$ on kitkasta johtuva jännevoiman häviö passiivipäässä ($x=l$) ja

ΔP_{δ} on ankkurointiliukumasta johtuva jännevoiman häviö kaavan 4.16 mukaan [23].

Ankkurointiliukumasta johtuva jännevoiman häviö ΔP_{δ} lasketaan kaavalla

$$\Delta P_{\delta} = \frac{E_p A_p (\delta - \Delta l_{\mu})}{l}, \quad (4.16)$$

jossa

ΔP_{δ} on ankkurointiliukumasta johtuva jännevoiman häviö

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

A_p on jänneteräksen poikkileikkausala

δ on ankkurointiliukuma

Δl_{μ} on kitkavoimaa vastaava jänteen venymä kaavan 4.17 mukaan ja

l on jänteen kokonaispituus [23].

Kitkavoimaa vastaava jänteen venymä saadaan kaavasta

$$\Delta l_{\mu} = \frac{\Delta P_{\mu}(l)l}{E_p A_p}, \quad (4.17)$$

jossa

Δl_{μ} on kitkavoimaa vastaava jänteen venymä

$\Delta P_{\mu}(l)$ on kitkasta johtuva jännevoiman häviö passiivipäässä

l on jänteen kokonaispituus

E_p on jänneteräksen kimmokerroin ja

A_p on jänneteräksen poikkileikkausala [23].

Keskimääräinen jännevoima saadaan nyt kaavasta

$$P_{m0} = P_{(0)} + 0,5\Delta P_{\mu}(l), \quad (4.18)$$

jossa

P_{m0} on keskimääräinen alkujännevoima

$P_{(0)}$ on jännevoima aktiivipäässä ja

$\Delta P_{\mu}(l)$ on kitkasta johtuva jännevoiman häviö passiivipäässä [23].

4.2.2 Ajasta riippuvat häviöt

Ajasta riippuvien jännevoiman häviöiden taustalla on kaksi erillistä ilmiötä [3]. Betonin virumisesta ja kutistumasta aiheutuva betonin muodonmuutos aiheuttaa jänneteräksiin vastaavan suuruisen muodonmuutoksen, joka alentaa jänneterästen jännitystä. Jänteissä olevan vetojännityksen aiheuttama relaksaatio puolestaan alentaa jännitystä vakio muodonmuutoksilla.

Ajasta riippuvat häviöt voidaan ottaa huomioon yhteisvaikutuskaavalla 4.19. Kaavaa käytettäessä puristusjännitykset ja niitä vastaavat muodonmuutokset tulee sijoittaa positiivisin etumerkein. Yhteisvaikutuskaava on

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (4.19)$$

jossa

$\Delta P_{c+s+r}(x)$ on ajasta riippuvista häviöistä johtuva jännevoiman häviö kohdassa x

A_p on jänneteräksen poikkileikkausala

$\Delta \sigma_{c+s+r}$ on ajasta riippuvista häviöistä johtuva jännityshäviö kohdassa x

ε_{cs} on betonin kokonaiskutistuma

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

A_p on jänneterästen yhteenlaskettu poikkileikkausala

E_{cm} on betonin kimmokerroin

A_c on betonipoikkileikkauksen ala

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Z_{cp} on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku

$\Delta \sigma_{pr}$ on relaksaatiosta johtuva jänneteräksen jännityksen muutos ja

$\sigma_{c,QP}$ on betonin jännitys pitkäaikaikuormista jänneterästen kohdalla [3].

4.3 Ekvivalentit kuormat

Ankkurijänteiden kaarevan jännegeometrian ansiosta ne soveltuvat hyvin kuormien tasapainottamiseen. Jännegeometriassa voi olla useita toisistaan poikkeavia muotoja, mutta jakamalla jänne samanmuotoisiin osiin, osien toiminta voidaan esittää ekvivalenttien kuormitusten avulla [7].

Rakenteen päähän tuleva ekvivalentti kuorma on päätymomentti Pe , vaakavoima P_x ja pystyvoima P_y . Rakenteen jännevälin matkalla olevat ekvivalentti tasainen kuorma w ja ekvivalentti pistekuorma F_w riippuvat jännegeometriasta. Taulukossa 4.2 on esitetty ekvivalentteja kuormituksia rakenteen päähän ja jännevälin matkalle erilaisilla jännegeometrioilla.

Taulukko 4.2. Jänteeseen vaikuttavat kuormitukset [7].

	Rakennemalli	Ekvivalentti kuorma
1		$M_1 = Pe$ $P_x = P \cos \theta$ $P_y = P \sin \theta$ $M_2 = P_x e$
2		$w = \frac{8Pe}{l^2}$
3		$F_w = \frac{4Pe}{l}$
4		$w = \frac{2Pe}{l^2}$
5		$F_w = \frac{Pe}{l}$

Tapaukset 4 ja 5 ovat tapauksien 2 ja 3 jännevälin puolikkaita. Puolikkaat jännevälit ovat tarpeellisia, jos jänteen lakipiste ei sijaitse rakenteen keskellä. Tapaukset 3 ja 5 ovat harvinaisia tavanomaisissa jännebetonirakenteissa, koska jyrkkiä kulmamutoksia ei yleensä sallita. Pienin sallittu kaarevuussäde ilmoitetaan jännemenetelmän käyttöselosteissa ja sen suuruus on tavallisesti 2,5 m [21, 22].

4.4 Käyttörajatilamitoitus

4.4.1 Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät

Käyttörajatilatarkasteluille on esitetty kolme erilaista kuormitusyhdistelmää. Kuormitusyhdistelmä tulee valita siten, että se on tarkoituksenmukainen käyttökelpoisuusvaatimusten kannalta [24].

Kuormitusyhdistelmät koostuvat pysyvistä kuormista G , jännevoimasta P ja muuttuvista kuormista Q . Kuormat numeroidaan alaindeksin numeroilla i ja j määrävimmasta lähtien. Yhdistelykertoimet ψ on esitetty taulukossa 4.3, ja käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät ovat seuraavat:

a) ominaisyhdistelmä

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.20)$$

b) tavallinen yhdistelmä ja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.21)$$

c) pitkäaikaisyhdistelmä [24].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

Taulukko 4.3. Yhdistelykertoimet ψ_i [25].

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat,			
ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat,			
$30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (SFS-EN 1991-1-3)			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$ *)	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$ *)	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma (ISO 12494:2001)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä.			

Kaavoissa 4.20, 4.21 ja 4.22 käytettäviä kuormia G ja Q on käsitelty standardeissa SFS-EN 1991-1-1 – SFS-EN 1991-1-7, SFS-EN 1991-2, SFS-EN 1991-3 ja SFS-EN 1991-4.

4.4.2 Taipuma

Jännebetonirakenteilla on kolme taipumarajatilaa, jotka rajoittavat taipumaa rakenteen eri käyttövaiheissa. Taipumarajatilat ovat alkutilan kohouma, lopputilan taipuma pitkäaikaikuormituksessa ja lopputilan suurin taipuma. [7] Rakenteen ulkonäkö- ja käyttökelpoisuusvaatimukset katsotaan täyttyneen, kun taipuma w ei ylitä jännemitan kahdesadasviideskymmenesosaa ($l/250$) pitkäaikaikuormilla. Jos rakenteeseen liittyy vaurioitumisherkkiä rakenteita, jännemitan viidessadasosa ($l/500$) on yleensä taipumarajana riittävä, mutta tiukempikin taipumaraja voi olla tarpeellinen liittyvän rakenteen herkkyydestä riippuen. [3]

Momentista aiheutuva kaarevuus $1/r$ voidaan ratkaista kaavalla

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{cm} I}, \quad (4.23)$$

jossa

- $1/r$ on kaarevuus
- M on kuormittava momentti,
- E_{cm} on betonin kimmokerroin ja
- I on jäyhyysmomentti [26].

Jos momentti on luonteeltaan pitkäaikainen, betonin viruma täytyy ottaa huomioon taipumalaskennassa. Viruma voidaan ottaa huomioon korvaamalla betonin kimmokerroin E_{cm} tehollisella kimmokertoimella $E_{c,eff}$, joka saadaan kaavasta

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (4.24)$$

jossa

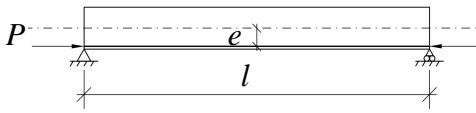
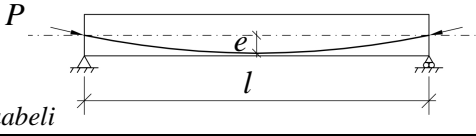
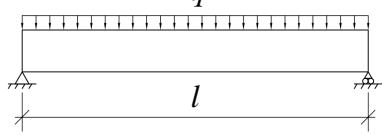
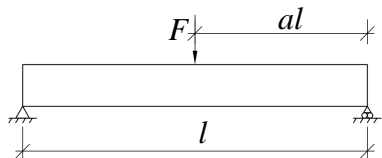
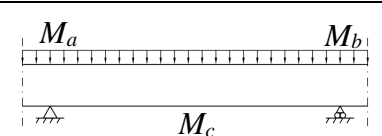
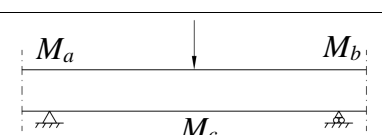
$E_{c,eff}$ on betonin tehollinen kimmokerroin

E_{cm} on betonin kimmokerroin ja

$\varphi(\infty, t_0)$ on virumaluvun loppuarvo. [3]

Momenttikuvion muoto otetaan huomioon K -kertoimella. Kertoimen arvoja on esitetty eri rakennemalleille taulukossa 4.4.

Taulukko 4.4. K -kertoimia eri rakennemalleille (momentit etumerkein) [26].

	Rakennemalli	
1		$M_{max} = -Pe$ $K = 1/8$
2	 Paraabeli	$M_{max} = -Pe$ $K = 5/48$
3		$M_{max} = \frac{ql^2}{8}$ $K = 5/48$
4		$M_{max} = Fa(1 - a)l$ $K = \frac{3 - 4a^2}{48(1 - a)}$
5		$K = \frac{5}{48} \left(1 + \frac{\beta}{10} \right)$ $\beta = \frac{M_a + M_b}{M_c}$
6		$K = \frac{1}{12} \left(1 + \frac{\beta}{4} \right)$ $\beta = \frac{M_a + M_b}{M_c}$

Kutistuma, joka ei ole raudoituksen takia tasaista rakenteen molemmissa pinnoissa, aiheuttaa rakenteeseen kaarevuutta. Kutistuman aiheuttama kaarevuus voidaan laskea kaavalla

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I}, \quad (4.25)$$

jossa

$\frac{1}{r_{cs}}$ on kutistumisen aiheuttama kaarevuus

ε_{cs} on betonin kokonaiskutistuma

α_e on kimmokertoimien suhde ($E_s / E_{c,eff}$)

S on raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen ja

I on jäyhyysmomentti [3].

Rakenteen kokonaistaipuma saadaan yksinkertaisesti laskemalla yhteen jännevoimasta aiheutuva kohouma sekä kuormituksesta ja kutistumasta aiheutuvat taipumat etumerkkeineen kaavalla

$$w = l^2 [\sum K_P \frac{1}{r_P} + \sum K_M \frac{1}{r_M} + K_{cs} \frac{1}{r_{cs}}], \quad (4.26)$$

jossa

w on kokonaistaipuma

l on rakenteen jännemitta

K_i on momentin jakaumakerroin ja

$\frac{1}{r_i}$ on kaarevuus [26].

Halkeilemattomalla poikkileikkauksella voidaan yksinkertaistuksena käyttää homogeenisen materiaalin poikkileikkaussuureita, sillä ennen betonin halkeilua teräkset eivät toimi tehokkaasti [6]. Halkeilleen poikkileikkauksen tapauksessa ajaututaan hie-man haastavampiin tarkasteluihin. Lähteessä [7] on johdettu tarkka ratkaisu täysin halkeilleen betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentille, mutta riittävä tarkkuus alustaviin laskelmiin saadaan kokeellisesta kaavasta, joka saa tartunnattomilla jänteillä muodon

$$I_r = \alpha_s A_s d_s^2 (1 - \sqrt{\rho_s}), \quad (4.27)$$

jossa

I_r on täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

α_s kimmokertoimien suhde ($E_s / E_{c,eff}$)

A_s on betoniterästen yhteenlaskettu poikkileikkausala

d_s on tehollinen korkeus betoniterästen suhteen ja

ρ_s on betoniterästen geometrinen raudoitussuhde ($A_s / b d_s$) [7].

Halkeillut rakenne ei ole kuitenkaan koskaan täysin halkeillut, vaan todellinen jäyhyysmomentti on halkeilemattoman ja täysin halkeilleen välillä. Lopullinen halkeileen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti voidaan laskea kaavalla

$$I = \zeta I_r + (1 - \zeta) I_0, \quad (4.28)$$

jossa

- I on halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
- I_r on täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
- I_0 on halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja
- ζ on jakautumakerroin kaavan 4.29 mukaan [3].

Jakautumakerroin ζ saadaan kaavasta

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2, \quad (4.29)$$

jossa

- β on kuormituksen keston ja toistuvuuden huomioon ottava kerroin
= 1 yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle
= 0,5 pitkäaikaisille ja toistuvalla kuormitukselle
- M_{cr} on halkeamamomentti kaavan 4.30 mukaan ja
- M on kuormittava momentti [3].

4.4.3 Halkeilu

Kun taivutetun betonipoikkileikkauksen vetopuolen vetojännitys ylittää betonin taivutusvetolujuuden, betoni halkeaa ja betonin välittämä vetovoima siirtyy tartunnallisille betoniteräksille. Momenttia, jolla taivutusvetokestävyys ylittyy ja ensimmäiset halkeamat syntyvät, kutsutaan halkeamamomentiksi M_{cr} , ja se lasketaan kaavalla

$$M_{cr} = W \left(f_{ctm,fl} + \frac{P}{A_c} + \frac{P e}{W} \right), \quad (4.30)$$

jossa

- M_{cr} on halkeamamomentti
- W on vetopuolen taivutusvastus
- $f_{ctm,fl}$ on betonin taivutusvetolujuus
- P on jännevoima
- e on jännevoiman epäkeskisyys ja
- A_c on betonipoikkileikkauksen ala [6, 8].

Halkeilun vakiinnuttua halkeamaleveys w_k voidaan laskea kaavalla

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (4.31)$$

jossa

- w_k on halkeamaleveys
- $s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli
- ε_{sm} on raudoituksen keskimääräinen venymä ja
- ε_{cm} on betonin keskimääräinen venymä halkeaminen välillä [3].

Suurimman halkeamavälin laskenta on lähteen [3] mukaan paloittain määriteltä vetoalueella olevien vetoterästen jakovälien perusteella. Kaava, jota tulisi käyttää suurilla jakoväleillä, johtaa kuitenkin epäjohdonmukaisiin tuloksiin, eikä sitä tule käyttää [6]. Suurin halkeamaväli vetoterästen jakovälistä riippumatta voidaan laskea kaavalla

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}, \quad (4.32)$$

jossa

- $s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli
- c on vetoraidoituksen suojabetonipeite
- ϕ on betoniteräksen halkaisija
- $\rho_{p,eff}$ geometrinen raudoitussuhde
- k_1 on tangon tartuntaominaisuudet huomioon ottava kerroin
= 0,8 , kun hyvä tartunta
= 1,6 sileäpintaisille tangoille
- k_2 on venymäjakauman huomioon ottava kerroin
= 0,5 taivutukselle
= 1,0 vedolle
- k_3 on kansallisesti valittava termi
= 3,4 ja
- k_4 on kansallisesti valittava termi
= 0,425 [3, 6].

Geometrinen raudoitussuhde $\rho_{p,eff}$ ottaa huomioon raudoituksen määrän suhteessa vetojännityksen alaiseen teholliseen betonipinta-alaan. Se lasketaan kaavalla

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{b \min\{2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2}\}}, \quad (4.33)$$

jossa

- $\rho_{p,eff}$ on geometrinen raudoitussuhde
 A_s on betoniterästen yhteenlaskettu poikkileikkausala
 h on poikkileikkauksen korkeus
 b on poikkileikkauksen vetoalueen leveys
 d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus ja
 x on neutraaliakselin korkeus [3].

Raudoituksen keskimääräisen venymän ja betonin halkeaminen välisen keskimääräisen venymän erotus saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 - \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}, \quad (4.34)$$

jossa

- σ_s on vetoraudoituksen jännitys
 $f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ($f_{ctm}(t)$)
 $\rho_{p,eff}$ on geometrinen raudoitussuhde kaavan 4.33 mukaan
 α_e on kimmokertoimien suhde (E_s / E_{cm})
 E_s on betoniteräksen kimmokerroin ja
 k_t on kuormituksen vaikutusajan huomioon ottava kerroin
 $= 0,6$ lyhytaikaiskuormille
 $= 0,4$ pitkäaikaiskuormille [3].

Halkeilun rajoittamiseksi rakenteille on annettu myös vähimmäisraudoitusmääriä halkeilua vastaan. Vähimmäisraudoitusmäärät eivät kuitenkaan ole voimassa, jos voidaan osoittaa, että pienempi raudoitusmäärä on riittävä tai poikkileikkaus pysyy halkeilemattomana ominaisyhdistelmällä [3].

Halkeilu, jota rajoittaa vain ulkonäkövaatimukset, katsotaan vältetyksi, kun raudoituksen vetojännitys ei ylitä $0,6f_{yk}$ kuormien ominaisyhdistelmällä ja jänneterästen keskimääräinen jännitys on korkeintaan $0,6 f_{pk}$ [3, 4]. Ympäristöolosuhteiden vaatimat halkeamaleveyksien raja-arvot on esitetty taulukossa 4.5 ja niihin liittyvät rasitusluokat taulukossa 4.6.

Taulukko 4.5. Halkeamaleveyksien raja-arvot w_{max} [4].

Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	
Rasitusluokka	w_{max}
X0, XC1	0,4*
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

* Halkeamaraja on asetettu vain kelvollisen ulkonäön takaamiseksi.

Taulukko 4.6. Rasitusluokat [3, 27].

Luokka	Ympäristö	Rasitusluokan yleisiä esiintymispaikkoja
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton betoni: kaikki ympäristöt lukuun ottamatta jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa (usein perustukset)
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät. Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuorovesi ja roiskeet	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat ja roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukko 2: vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukko 2: kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukko 2: hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Karbonatisoituminen

Betonin raudoitteita suojaava vaikutus perustuu betonin eristävyys ja emäksisyyteen sekä terästen kykyyn muodostaa suojaava oksidikalvo emäksisissä olosuhteissa. Emäksisyys on peräisin hydrotaatioreaktiossa syntyneestä kalsiumhydroksidista, joka saa portlandsementistä valmistetun betonin huokosveden pH-arvon nousemaan jopa 14:sta [28]. Betoniteräksset ovat suojassa korroosiolta siihen asti, kun betonin pH-arvo terästen läheisyydessä laskee arvon 9 alapuolelle, jolloin terästen oksidikalvo tuhoutuu ja korroosio voi alkaa [28].

Emäksisyyden lasku johtuu betonin karbonatisoitumisesta, jossa ilman hiilidioksidi reagoi betonin kalsiumhydroksidin ja kalsiumsilikaattihydraatti-geelin kanssa [28]. Ilmiö on väistämätön, ja se tapahtuu kaikilla ilmaan rajoittuvilla pinoilla. Karbonatisoitumisrintama etenee hidastuen betonin pinnasta syvemmälle rakenteeseen, ja sen nopeus riippuu ympäristön suhteellisesta kosteudesta sekä betonin kalsiumhydroksidipitoisuudesta ja tiivyydestä, johon halkeamilla on suuri vaikutus [28].

Kloridien aiheuttama korroosio

Kloridien aiheuttama korroosio on mahdollista karbonatisoitumattomassakin betonissa, eli oksidikalvo ei kykene suojaamaan teräksiä kloridien vaikutukselta, jos ne pääsevät tunkeutumaan terästen syvyydelle asti [28]. Tästä syystä kloridien tunkeutumisella on oleellinen vaikutus rakenteiden säilyvyyteen. Jos kloridirasitusta ei ole otettu huomioon, voi rakenteen käyttöikä jäädä paljon suunniteltua lyhemmäksi.

Rakenteisiin pääsee klorideja meriveden (XS-luokka) lisäksi myös muista lähteistä (XD-luokka) [27, 28]. Yksi yleisimmistä kloridilähteistä sisämaassa on jäänsulatusaineet, jotka kulkeutuvat autojen mukana tai roiskeina. Jäänsulatusainetta sisältävä kloridipitoinen vesi imeytyy betoniin ja kuljettaa klorideja rakenteen sisään. Kun vesi haihtuu, kloridit jäävät rakenteeseen, ja kuivuneeseen betoniin pystyy imeytymään uudestaan kloridipitoista vettä. Yhdellä imeytymiskerralla ei ole vaikutusta, koska kloridimäärä on pieni, mutta usean kastumis- ja kuivumissyklin jälkeen rakenteeseen kertyneet kloridit aiheuttavat korroosion.

Halkeamilla on suuri vaikutus kloridirasituksen voimakkuuteen ja syntymiseen. Ehjä betonipinta antaa hyvän fysikaalisen suojan teräksille ja estää kloridien tunkeutumisen terästen tasolle. Kloridirasitus on tartunnattomin jäntein toteutetussa ankkurijännebetonirakenteessa lähinnä betoniterästen ongelma, sillä muovinen kuori suojaa jänkeitä tehokkaasti [29]. Halkeilu heikentää betonin fysikaalista suojaa, ja sen seurauksena kloridipitoinen vesi pääsee imeytymään syvemmälle betoniin, mutta merkittävämpi seuraus on kloridien kertyminen halkeamiin, koska kloridit eivät huuhtoudu halkeamista yhtä tehokkaasti kuin betonin pinnalta. Voimakkaallakaan halkeilulla ei ole merkitystä punosten muovisten suojaputkien antamaan suojaan, koska putki pystyy venymään useita satoja prosentteja [30].

Betoniterästen poikkipinta-ala pienenee korroosion vaikutuksesta, mikä vaikuttaa rakenteen kapasiteettiin. Lisäksi syntyvien korroosiotuotteiden tilavuus on suurempi kuin siihen osallistuvien aineiden, mikä aiheuttaa rakenteen sisälle jännityksiä, jotka

lopulta johtavat betonipeitteen lohkeamiseen. Betonipeitteen lohkeaminen tarkoittaa yleensä käyttöiän loppumista, vaikka rakenteen kapasiteetti olisi muuten riittävä. [28]

Jäädytys-sulatusrasitus

Betonin huokostilan sisältämän veden jäätyessä betoniin syntyy sisäisiä jännityksiä, jotka aiheuttavat pakkasrapautumaa, jos jännitykset ovat suuria. Myös veden sisältämillä klorideilla on kemiallinen vaikutus betonin sisältämään sementtikiveen. Rapautuminen ilmenee lujuuden menetyksenä, tiiviyn huononemisenä ja lohkeiluna. [28]

Pakkaskestävyyden kannalta tärkeimmät tekijät ovat betonin huokoisuus sekä jäätymis- ja sulamisykliä määrää. Betonin sisältämistä huokosista varsinkin kapillaarihuokokset ovat ongelmallisia [28]. Niiden määrä betonissa on riippuvainen vesisementtisuhteesta, ja hyvää pakkaskestävyyttä tavoiteltaessa suuria vesisementtisuhteita tulisi välttää ja jälkihoitoon kiinnittää huomiota [6, 28]. Pakkaskestävyyttä voidaan parantaa lisähuokostamisella, jolla betoniin saadaan kapillaarihuokosia suurempia suojahuokosia, joihin kapillaarihuokosissa muodostuva jää pääsee laajenemaan vahingoittamatta rakennetta [28].

Kemiallinen rasitus

Yleisimmät betonia vaurioittavat kemialliset aineet vaikuttavat betonin hydrotaatio tuotteisiin liuottamalla, paisuttamalla tai heikentämällä niiden ominaisuuksia. Tällaisia yhdisteitä ovat hapot, sulfaatit ja aggressiivinen hiilidioksidi. [28]

Alkalirasitus poikkeaa muista kemiallista rasituksista, koska se vaikuttaa hydrotaatio tuotteiden sijaan betonin kiviainekseen. Piitä sisältävä kiviaines laajenee alkalirasituksen seurauksena, mikä johtaa pieniin pintahalkeamiin ja lopulta rapautumiseen. [6, 28]

4.5 Murtorajatilamitoitus

4.5.1 Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät

Murtorajatilassa rakenteiden kestävyttä verrataan kahteen kuormitusyhdistelmään, joista valitaan epäedullisempi [25]. Ensimmäinen kuormitustapaus sisältää pysyviä ja muuttuvia kuormia, kun taas jälkimmäinen sisältää vain pysyviä kuormia.

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät saadaan kaavoista

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{p, fav} P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \text{ ja} \quad (4.35)$$

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{p, fav} P, \quad (4.36)$$

joissa termit ovat vastaavat kuin käyttörajatilan kuormitusyhdistelmissä, yhdistelykerroimet ψ saadaan taulukosta 4.3, kerroin K_{FI} taulukosta 4.7 ja $\gamma_{p, fav}$ on 0,9 [4, 24, 25].

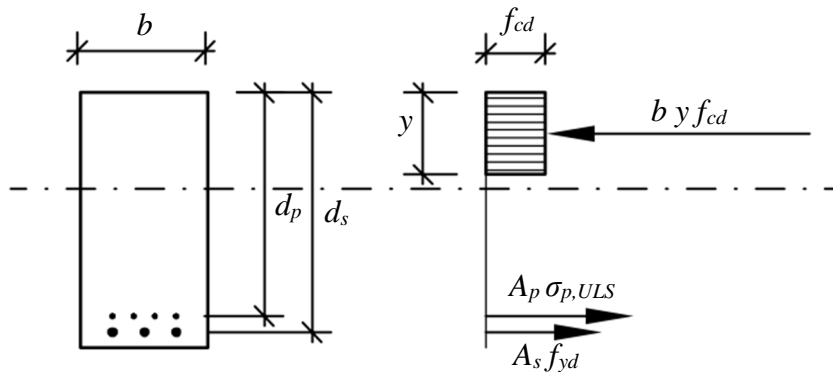
Taulukko 4.7. K_{FI} -kertoimet.

Luotettavuusluokka	K_{FI}
RC3	1,1
RC2	1
RC1	0,9

Luotettavuusluokkia selventäviä seuraamusluokkia CC3,CC2 ja CC1 on käsitelty lähteiden [24] ja [25] liitteissä B.

4.5.2 Mitoitus taivutukselle

Tartunnattomin jäntein toteutettu jännebetonirakenne voidaan mitoittaa taivutukselle lähes teräsbetonipoikkileikkauksen tapaan. Tartunnattomat jänteet pääsevät liukumaan suojaputkissaan, eikä niiden suhteellinen venymä seuraa muuta rakennetta. Jos yksityiskohtaista laskelmaa ei tehdä, tartunnattomien jänteiden jännityslisäyksen $\Delta\sigma_{p,ULS}$ voidaan olettaa olevan 50 MPa [3]. Käytetään taivutusmitoituksessa kuvan 4.4 mukaisia merkintöjä.

**Kuva 4.4.** Sisäiset voimat taivutetussa jännebetonirakenteessa murtorajatilassa.

Jännebetonipoikkileikkaus voidaan mitoittaa taivutukselle kaavoilla

$$y = \frac{A_s f_{yd} + A_p \sigma_{p,ULS}}{b f_{cd}} \text{ ja} \quad (4.37)$$

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \left(d_s - \frac{y}{2} \right) + A_p \sigma_{p,ULS} \left(d_p - \frac{y}{2} \right), \quad (4.38)$$

joissa

M_{Rd} on taivutuskestävyys

y on betonin puristuspuunnan korkeus

A_s on betoniterästen yhteenlaskettu poikkileikkausala

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

d_s on poikkileikkauksen tehollinen korkeus betoniterästen suhteen

A_p on jänneterästen yhteenlaskettu poikkileikkausala
 $\sigma_{p,ULS}$ on jänneterästen jännitys murtorajatilassa kaavan 4.39 mukaan
 d_p on poikkileikkauksen tehollinen korkeus jänneterästen suhteen
 b on betonipoikkileikkauksen puristuspuolen leveys ja
 f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [8].

Jänneterästen jännitys murtorajatilassa saadaan kaavasta

$$\sigma_{p,ULS} = \gamma_{p,fav} \frac{P_{m,t}}{A_p} + \Delta\sigma_{p,ULS}, \quad (4.39)$$

jossa

$\sigma_{p,ULS}$ on jänneterästen jännitys murtorajatilassa
 $P_{m,t}$ on keskimääräinen jännevoima hetkellä t
 A_p on jänneteräksen poikkileikkausala
 $\gamma_{p,fav}$ on edullisen jännevoiman pienennyskerroin
 $= 0,9$ ja
 $\Delta\sigma_{p,ULS}$ on jänneterästen jännityslisäys murtorajatilassa
 $= 50 \text{ MPa}$ [3].

Pysyvästi tartunnattomilla ankkurijännteillä toteutettujen rakenteiden tapauksessa tulee lisäksi osoittaa, että taivutuskestävyys on murtorajatilassa halkeamakestävyyttä suurempi. Vähintään 1,15-kertainen taivutuskestävyys halkeamakestävyyteen nähden on riittävä. [3]

4.5.3 Mitoitus leikkaukselle

Paikoissa, joissa leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} ei ylitä betonin leikkausvoimakestävyyttä $V_{Rd,c}$, ei tarvita laskennallista leikkausraudoitusta. Palkeissa tulee pääsääntöisesti käyttää vähimmäisleikkausraudoitusta tästä huolimatta, mutta laatoissa näin ei tarvitse menetellä. [3] Jos leikkausvoiman mitoitusarvo ylittää betonin leikkausvoimakestävyyden, rakenteeseen täytyy lisätä riittävä leikkausraudoitus leikkausvoimia vastaan.

Rakenteiden, joissa ei ole laskennallista leikkausraudoitusta, leikkauskestävyys lasketaan kaavalla

$$V_{Rd,c} = \max\left\{\left(C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}\right)b_w d; (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d\right\}, \quad (4.40)$$

jossa

$V_{Rd,c}$ on betonin leikkausvoimakestävyys
 $C_{Rd,c}$ on kansallisesti valittava termi
 $= 0,18 / \gamma_c$
 k on poikkileikkauksen tehollisen korkeuden huomioon ottava termi

$$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

ρ_l on poikkileikkauksessa olevan vetorausdoituksen huomioon ottava termi

$$= \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

f_{ck} on betonin puristuslujuus

k_l on kansallisesti valittava termi

$$= 0,15$$

σ_{cp} on normaalivoiman huomioon ottava termi (puristus positiivisena)

$$= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

b_w on poikkileikkauksen vedetyn osan pienin leveys

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus vetorausdoituksen suhteen ja

v_{min} on kansallisesti valittava termi

$$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [3].$$

Jos betonin leikkauskestävyys ei ole yksinään riittävä, rakenteeseen täytyy lisätä laskennallista leikkausraudoitusta. Tällöin vain leikkausraudoitus otetaan huomioon leikkauskestävyyden $V_{Rd,s}$ laskennassa kaavalla

$$V_{Rd,s} = \min \left\{ \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta; \frac{\alpha_{cw} b_{w,nom} z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right\}, \quad (4.41)$$

jossa

A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala

s on hakojen jakoväli

z on momenttivarsi

f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

$$= 0,8 f_{yk}$$

θ on betonin puristussauvan ja vaakatason välinen kulma

$$= 1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

α_{cw} on kansallisesti valittava termi

$$= 1 \quad \text{jännittämättömissä rakenteissa}$$

$$= (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad , \text{ kun } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$= 1,25 \quad , \text{ kun } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$= 2,5(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad , \text{ kun } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$$

$b_{w,nom}$ on vedetyn osan leveys, kun jänteiden halkaisijat on vähennetty 1,2-kertaisena

v_l on kansallisesti valittava termi

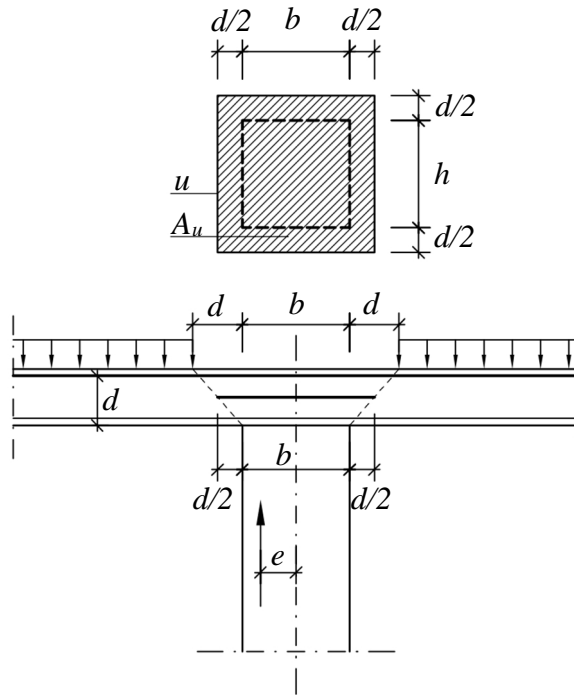
$$= 0,6 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$= 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad , \text{ kun } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [3].

4.5.4 Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus tehdään Suomessa eurokoodien voimaantulon jälkeenkin rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaan, koska eurokoodinmukainen laskentamalli antaa ristiriitaisia tuloksia koetuloksiin nähden [4]. RakMk B4:n mukaisessa laatan betonin lävistyskestävyyden laskennassa käytetyt merkinnät ovat kuvan 4.5 mukaisia. Lävistyskuormiksi ei tarvitse ottaa huomioon niitä kuormia, jotka ovat etäisyyttä d lähempänä tuen reunaa [2].



Kuva 4.5. Laatan lävistys [2].

Laatan betonin lävistyskestävyys V_c lasketaan kaavalla

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd}, \quad (4.42)$$

jossa

- k on betonin tiheyden huomioon ottavakerroin
 $= 1,6 - d \text{ [m]} \geq 1$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 1,0$, kun $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c \leq 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 0,85$, kun $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$
- β on kerroin kaavan 4.43 mukaan
- ρ on geometrinen raudoitussuhde kaavan 4.44 mukaan
- u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama piiri
- d on laatan yläpinnan terästen tehollinen korkeus [mm] ja
- f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [2].

Kerroin β saadaan kaavasta

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}, \quad (4.43)$$

jossa

e on lävistävän voiman epäkeskisyys ja

A_u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala [2].

Geometrinen raudoitussuhde ρ saadaan kaavasta

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8\text{‰}, \quad (4.44)$$

jossa

ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5d$ tuen reunasta sijaitsevista poikkileikkauksissa olevat geometriset raudoitussuhteet (A_s / bd) [2].

Jos betonin lävistyskestävyys ei ole yksistään riittävä, kapasiteettia voidaan lisätä leikkausraudoituksella. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskapasiteetti V_{c+s} saadaan kaavasta

$$V_{c+s} = 0,25V_c + V_s \leq 2V_c, \quad (4.45)$$

jossa

V_c on betonin lävistyskestävyys kaavan 4.42 mukaan ja

V_s on leikkausraudoituksen lävistyskestävyys kaavasta

$$V_s = A_{sw} f_{yd} \sin \alpha, \quad (4.46)$$

jossa

A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala

f_{yd} on betoniterästen myötölujuuden mitoitusarvo
 $\leq 300 \text{ MPa}$ ja

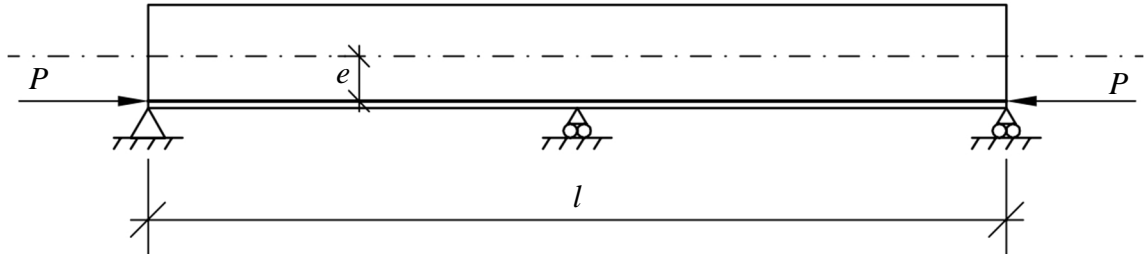
α on leikkausraudoituksen ja tason välinen kulma
 $\geq 30^\circ$. [2]

4.6 Pakkomomentit

Vapaasti tuetuissa rakenteissa siirtymät pääsevät tapahtumaan vapaasti, ja jännevoiman aiheuttama momentti rakenteeseen saadaan suoraan jännevoiman epäkeskisyydestä. Tämä ei päde staattisesti määräämättömissä rakenteissa, sillä jännevoimasta aiheutuva momentti ei ole yhtä suuri kuin jännevoiman epäkeskisyydestä johtuva momentti Pe . Jännevoimasta aiheutuu staattisesti määräämättömään rakenteeseen pakkomomentteja, jotka muuttavat jännevoiman epäkeskisyyden vaikutusta. Voidaankin ajatella, että staattisesti määräämättömissä rakenteissa jännevoima vaikuttaa näennäisesti eri paikassa

kuin missä jänteet oikeasti sijaitsevat poikkileikkauksessa [6]. Hyvällä jännegeometrialla pakkovoimia voidaan minimoida tai hävittää kokonaan, jolloin jännegeometria on konkordantti eli pakkovoimia aiheuttamaton.

Tarkastellaan kuvan 4.6 mukaista kaksiaukkoista palkkia, joka on jännitetty suorilla jänteillä ja jonka omapaino jätetään huomioon ottamatta.



Kuva 4.6. Suorilla jänteillä jännitetty kaksiaukkoinen palkki.

Jos keskituki poistetaan, jännevoimasta aiheutuva taipuma keskituen kohdalla on kohdan 4.4.2 mukaan

$$w_p = \frac{-Pel^2}{8EI} \quad (4.47)$$

Keskituen kohdalla taipumaa ei voi olla, joten keskituen tukireaktion F täytyy aiheuttaa yhtä suuri, mutta vastakkais suuntainen taipuma w_F . Kirjoitetaan tasapainoehto

$$w_p + w_F = 0 \Rightarrow \frac{-Pel^2}{8EI} + \frac{Fl^3}{48EI} = 0 \Rightarrow F = \frac{6Pe}{l} \quad (4.48)$$

Saadusta tuloksesta huomataan, että jännevoima aiheuttaa palkkiin tukireaktion keskituelle, koska siirtymät eivät pääse tapahtumaan vapaasti. Tukireaktion aiheuttamaa momenttia rakenteeseen kutsutaan pakkomomentiksi tai sekundaariseksi rasitukseksi, joka pienentää jännevoiman vaikutusta [7].

Monimutkaisissa staattisesti määräämättömissä rakenteissa pakkomomenttien selvittäminen olisi kovin työlästä. Ongelma voidaan ratkaista syöttämällä laskentaohjelmaan kuormien lisäksi jännegeometriaa vastaavat ekvivalentit kuormat ja käyttämällä saatua momenttikuvaajaa. Tällaisessa menettelyssä täytyy kuitenkin muistaa, että syöttämällä ekvivalentit kuormat hyödynnetään jännevoiman epäkeskisyyttä ja jännevoimaa tulee jatkossa käsitellä keskeisenä.

Tarkasteltaessa rakenteen poikkileikkausta jännevoiman halutaan yleensä sijaitsevan samassa paikassa jännepunosten kanssa. Jännevoima voidaan siirtää jännepunosten tasolle, mutta siirrosta aiheutuva momentti Pe tulee lisätä mitoitusmomenttiin, jotta jännepunoksen epäkeskisyyttä ei hyödynnettäisi rakenteen eduksi kahta kertaa [20]. Pakkomomentti $M(x)$ on siis laskentaohjelmassa ekvivalenteista kuormista aiheutuvan ja todellisen jännevoiman epäkeskisyyden aiheuttaman momentin erotus kohdassa x ja se voidaan mieltää ulkoiseksi kuormaksi [6].

4.7 Jänneterästen ankkurointi ja halkaisuvoimat

Tartunnattomilla jänteillä jännevoima siirtyy betonille pelkästään ankkurikappaleiden välityksellä [7]. Betonin pistekuormakestävyys tulee tarkistaa, ettei betoni murru suuren pistekuorman vaikutuksesta, sillä kuormitusalueen alle syntyy suuria puristus- ja vetojännityksiä. Suuret jännitykset voivat aiheuttaa myös lohkeilua rakenteen nurkkiin ja rakenteen pituussuuntaisia halkeamia kuorman vaikutussuoralle [7].

Kuorman jakautuessa tasaisesti alueelle A_{c0} pistekuormakestävyys F_{Rdu} voidaan ratkaista menetelmällä, jota voidaan soveltaa myös usean pistekuorman tapaukseen, jos mitoitusjakautuma-alat A_{c1} eivät limity keskenään [3]. Kaava pistekuormakestävyyden ratkaisemiseksi on

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}, \quad (4.49)$$

jossa

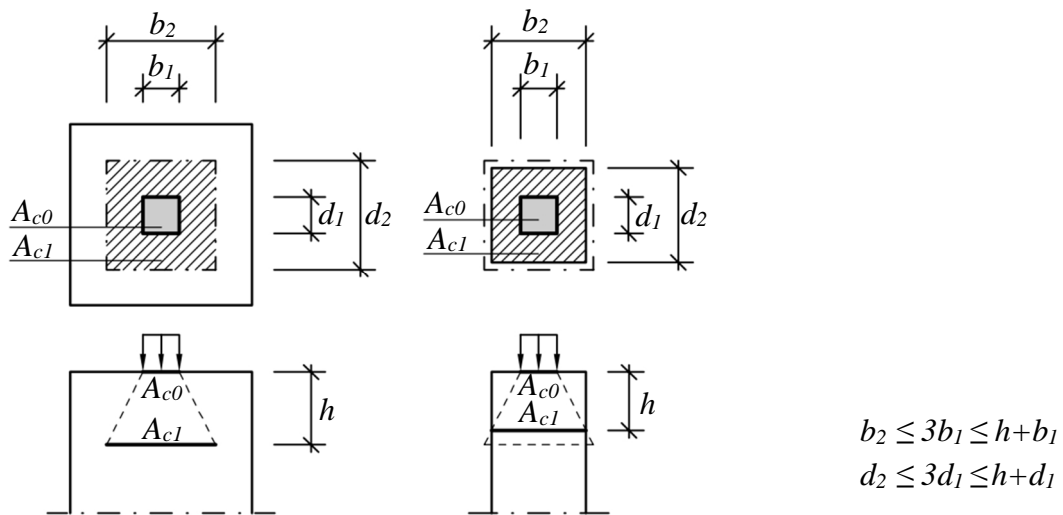
F_{Rdu} on pistekuormakestävyys

A_{c0} kuorman jakautuma-ala

A_{c1} kuorman mitoituksessa käytettävä jakautuma-ala ja

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [3, 8].

Mitoituksessa käytävä jakautuma-ala on esitetty kuvassa 4.7



Kuva 4.7. Pistemäisen kuorman jakautuminen [8].

Pistemäisestä kuormasta aiheutuvan halkaisuvoiman ei katsota ylittävän rakenteen halkaisukapasiteettiä, jos pistemäinen kuorma täyttää ehdon

$$F_{Ed} \leq \frac{f_{cd} A_{c0}}{1,2}, \quad (4.50)$$

jossa

F_{Ed} on pistemäisen kuorman mitoitusarvo
 f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo ja
 A_{c0} kuorman jakautuma-ala [8].

Jos halkaisu on mahdollinen, rakenne tulee varustaa riittävällä halkaisuraudoituksella. Käytetään kuvan 4.7 mukaisia merkintöjä ja merkitään $b_l = d_l$, jolloin kaava voidaan kirjoittaa muotoon, joka pätee poikkileikkauksen molempien symmetriaakseleiden suhteen. Paikallisen puristuksen aiheuttama halkaisuvoima F_t osittain muuttuvassa jännityskentässä ja keskeisessä kuormituksessa saadaan kaavasta

$$F_t = 0,25F_{Ed} \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right), \quad (4.51)$$

jossa

F_t on halkaisuvoima
 F_{Ed} on pistemäisen kuorman mitoitusarvo ja
 b_i on määritelty kuvan 4.7 mukaan [3, 8].

4.8 Palomitoitus

Palomitoitukseen voidaan käyttää kehittyneitä ja yksinkertaisia laskentamenetelmiä sekä taulukkomitoitusta [31]. Keskitytään tässä diplomityössä vain taulukkomitoitukseen, joka on yksinkertaisissa kohteissa ja palomitoitukseen suuntautumattoman rakennesuunnittelijan kannalta tehokkain palomitoitusmenetelmä. Taulukkomitoitus mahdollistaa mitoittamisen standardipalolle 240 minuuttiin asti [31]. Tartunnattomien jänteiden suojaputket sulavat pitkällä palonkestoajoilla, mikä johtaa suuriin korjaustoimenpiteisiin, mutta pienellä palorasituksella näin ei tapahdu, sillä suojaputket säilyttävät muotonsa yli 20 minuuttia 210 °C lämpötilassa [29, 30]. Leikkaus- ja vääntökestävyyden sekä ankkurointiyksityiskohtien suhteen ei tarvita lisätarkistuksia taulukkomitoitusta käytettäessä. Myös lohkeilu katsotaan vältetyksi paitsi pintaraudoituksen suhteen. [31]

Taulukot perustuvat betoniterästen kriittiseen lämpötilaan $\theta_{cr} = 500$ °C ja tartunnattomien punosten kriittiseen lämpötilaan $\theta_{cr} = 350$ °C. Tämä otetaan huomioon lisäämällä punosten keskiöetäisyysvaatimukseen 15 mm. [31] Taulukoissa 4.8, 4.9 ja 4.10 on esitetty betoniterästen ja jännepunosten keskiöetäisyysvaatimuksia a , jotka tarkoittavat keskiöetäisyyttä lähimmästä palolle altistuneesta pinnasta, eri rakennemalleille [31]. Betoniterästen keskiöetäisyysvaatimus koskee kantavassa suunnassa toimivia raudotteita.

Taulukko 4.8. Yhteen suuntaan kantavien laattojen vähimmäispaksuudet ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot.

Standardipalon- kestävyys	Vähimmäismitat [mm]				
	laatan paksuus h_s	keskiöetäisyys a			
		vapaasti tuettu		jatkuva	
		punokset	teräkset	punokset	teräkset
R30	60	25	10	25	10
R60	80	35	20	25	10
R90	100	45	30	30	15
R120	120	55	40	35	20
R180	150	70	55	45	30
R240	175	80	65	55	40

Taulukko 4.9. Vapaasti tuettujen palkkien vähimmäispaksuudet ja keskiöetäisyydet.

Standardipalon- kestävyys	Vähimmäismitat [mm]					
	palkin leveys b_{min} ja keskiöetäisyys a					uuman paksuus b_w
1	2	3	4	5	6	7
R30	b_{min}	80	120	160	200	80
	a (punos)	40	35	30	30	
	a (teräs)	25	20	15	15	
R60	b_{min}	120	160	200	300	100
	a (punos)	55	50	45	40	
	a (teräs)	40	35	30	25	
R90	b_{min}	150	200	300	400	100
	a (punos)	70	60	55	50	
	a (teräs)	55	45	40	35	
R120	b_{min}	200	240	300	300	120
	a (punos)	80	75	70	65	
	a (teräs)	65	60	55	50	
R180	b_{min}	240	300	400	600	140
	a (punos)	95	85	80	75	
	a (teräs)	80	70	65	60	
R240	b_{min}	280	350	500	700	160
	a (punos)	105	95	90	85	
	a (teräs)	90	80	75	70	
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$	(nurkkatangon keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Jos palkin leveys on suurempi kuin sarakkeen 5 arvo, $a_{sd} = a$)					

Taulukko 4.10. Jatkuvien palkkien vähimmäispaksuudet ja keskiöetäisyydet.

Standardipalon- kestävyys	Vähimmäismitat [mm]					
	palkin leveys b_{min} ja keskiöetäisyys a					uuman paksuus b_w
1	2	3	4	5	6	7
R30	b_{min}	80	160			80
	a (punos)	30	27			
	a (teräs)	15	12			
R60	b_{min}	120	200			100
	a (punos)	40	27			
	a (teräs)	25	12			
R90	b_{min}	150	250	450	500	100
	a (punos)	50	40	50	45	
	a (teräs)	35	25	35	30	
R120	b_{min}	200	300	550	600	120
	a (punos)	60	50	65	55	
	a (teräs)	45	35	50	40	
R180	b_{min}	240	400	650	700	140
	a (punos)	75	65	75	65	
	a (teräs)	60	50	60	50	
R240	b_{min}	280	500			160
	a (punos)	90	75			
	a (teräs)	75	60			
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$	(nurkkatangon keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Jos palkin leveys on suurempi kuin sarakkeen 4 arvo, $a_{sd} = a$)					

Jatkuvien rakenteiden keskiöetäisyyksiä taulukoissa 4.8 ja 4.10 saa käyttää vain, jos noudatetaan eurokoodin mukaisia yksityiskohtien suunnittelua koskevia määräyksiä ja taivutusmomentin jakautuminen uudelleen normaalilämpötilamitoituksessa on korkeintaan 15 %. Jos nämä ehdot eivät täyty, jatkuvan rakenteen jänteitä täytyy käsitellä vapaasti tuetun rakenteen jänteinä. [31]

5 TARKASTELTAVAT RAKENTEET

5.1 Materiaalit ja oletukset

Listataan laskennassa käytetyt materiaalit ja oletukset taulukkoon 5.1.

Taulukko 5.1. Laskennassa käytetyt materiaalit ja oletukset.

rakenneluokka	1
halkeamaleveyden määräävä rasitusluokka	XC3
betoni	C35/45
sementtityyppi	normaali
betonin ikä kuormituksen alkaessa	14 d
ympäristön suhteellinen kosteus	80 %
betoniteräs	B500B (laatalla $\phi=10\text{mm}$, palkilla $\phi=20\text{mm}$)
pääterästen suojabetonipeite	45 mm
jännepunos	Y1860S7
jännevoiman häviökerroin	0,85
relaksaatioluokka	2
kitkakerroin	0,05
aaltoisuusluku	0,02 rad/m
ankkurointiliukuma	5 mm

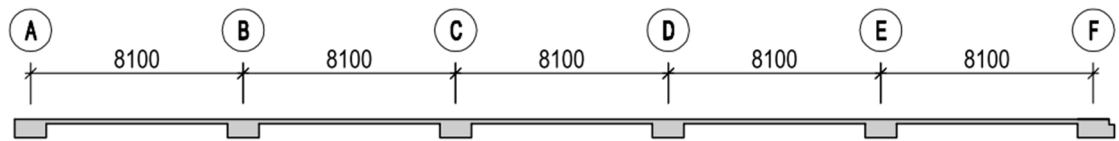
Jotta saadut betoniteräsmäärät olisivat vertailukelpoisia keskenään, betoniteräsmäärät on laskettu käyttämällä rakenteessa vain yhtä tankokokoa ja muuttamalla sen jakoa. Todellisuudessa päästäisiin parempiin rakenteisiin muuttamalla tankokokoa teräsmäärän mukaan, mutta tässä työssä tankokoko haluttiin pitää vakiona, jotta sen vaikutus sisäisten voimien momenttivarteen z ei aiheuta virhettä.

5.2 Jatkuva laatta

5.2.1 Rakennemalli

Tarkastellaan viisiaukkoisen jatkuvan laatan (kuva 5.1) 1 m levyistä kaistaa. Valitaan laatan paksuudeksi 180 mm, joka on tyypillinen paksuus tartunnattomin jäntein toteutetuissa pysäköintirakennuksissa. Laataston rasitetuimpia rakenteita ovat reunimmais

kentät ja toiset tuet rakenteen reunasta lukien. Keskitytään tarkastelemaan reunimmaisista kentistä ja niiden vaatimaa jännepunosmäärää. Saatava jännepunosmäärä on varmasti riittävä keskimmaisilla kentillä.



Kuva 5.1. Viisiaukkoinen laatta.

Laataston tukina toimivat jännebetonipalkit ovat mitoiltaan 1200 mm leveitä ja 700 mm korkeita. Palkkien jako määräytyy pilareiden perusteella, joiden tyypillinen jako on kolme parkkiruutua eli 8,1 m. Laataston rakennemalli ja laskentamalli on esitetty tarkemmin liitteessä 4.

5.2.2 Kuormat

Käytetään laskennassa pysäköintirakennusten hyötykuormia standardin SFS-EN 1991-1-1 kuormaluokan F mukaan:

$$\begin{aligned} q &= 2,5 \text{ kN/m} && \text{(tasainen hyötykuorma) ja} \\ F &= 20 \text{ kN} && \text{(pistemäinen hyötykuorma).} \end{aligned}$$

Tasainen hyötykuorma sijoitetaan laskentamalliin kentittäin, ja kaikki mahdolliset yhdistelmät otetaan huomioon. Pistekuorma sijoitetaan kentittäin jännevälin keskelle, ja se ei vaikuta yhtäaikaaisesti tasaisen kuorman kanssa. Jakaumaleveytenä käytetään tarkasteltavan kaistan leveyttä, joka on varmalla puolella oleva oletus. Oletuksesta ei aiheudu tutkimukseen virhettä, koska se on kaikille tutkittaville tapauksille sama.

Lisäksi rakennetta kuormittaa rakenteen omapaino, jonka laskennassa betonin tiheytenä on käytetty 2500 kg/m^3 . Laataston taivutusmomenttikuviot omapainosta, hyötykuormista, KRT-yhdistelmistä ja MRT-yhdistelmästä on esitetty liitteessä 4. Kuvioissa on esitetty suurin positiivinen momentti.

5.2.3 Jännepunokset ja -geometria

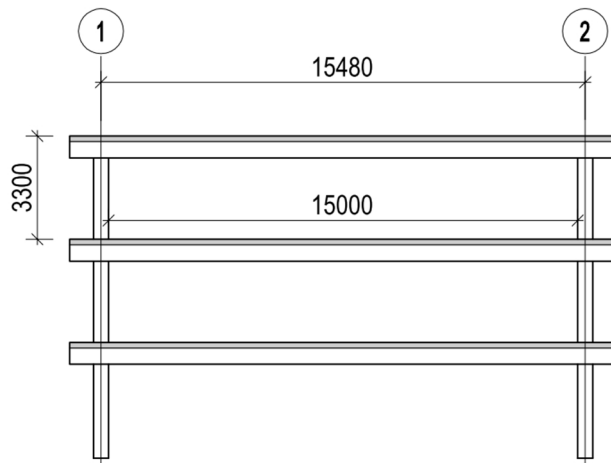
Valitaan jänneeksi Y1860S7 ($d = 16 \text{ mm}$ ja $A_p = 150 \text{ mm}^2$), ja jännitetään ne siten, että keskimääräiseksi jännevoimaksi P_m saadaan 189 kN, joka on turvallinen laskenta-arvo käytetylle jännele. Liian suuren laskenta-arvon käyttö voi johtaa ongelmiin, koska käytetty laskenta-arvo täytyy myös todellisuudessa pystyä saavuttamaan työteknisistä haasteista huolimatta. Vaadittu jännittämisvoima on esitetty liitteessä 6. Pitkäaikaisien jännityshäviöiden häviökertoimenä käytetään vakioarvoa 0,85 kaikissa tapauksissa, joka on hieman varmalla puolella liitteen 8 perusteella. Häviökertoimen arvolla ei ole kuitenkaan suurta merkitystä tutkimuksen kannalta, koska tutkitaan jännepunosmäärän muutosta. Vakioarvon käytöstä aiheutuva virhe jännevoimaan on suurimmillaan 3 %.

Laatastossa käytetään samaa jännegeometriaa kaikilla jännepunosmäärillä. Päätyilla jännepunokset viedään laatan painopisteeseen ja keskituilla 120 mm laatan alapinnasta. Reunakentässä ja keskimmaisessä keskikentässä punokset viedään niin alas kuin mahdollista, jolloin niiden painopiste on 60 mm laatan alapinnasta. Reunimmaisilla keskikentillä punokset jätetään 75 mm korkeuteen laatan alapinnasta, jotta ne eivät lisäisi reunakentän rasituksia tarpeettomasti. Jännegeometria ja yhden punoksen ekvivalenteista kuormista aiheutuvat rasitukset on esitetty liitteessä 4.

5.3 Palkki

5.3.1 Rakennemalli

Tarkastellaan kuvan 5.2 mukaista kolmikerroksista kehärakennetta, jonka kerroskorkeus on 3300 mm ja pilareiden välinen vapaa väli 15m. Laskentamallissa kaikki liitokset on mallinnettu jäykkinä.



Kuva 5.2. Kehä.

Kehä koostuu 1200x700 jännebetonilaattapalkeista ja 480x480 teräsbetonipilareista. Laattapalkkien puristuspuolen toimivana leveytenä on käytetty 4750 mm jännävälän keskialueella ja se pienenee portaittain siten, että se on 3050 mm tukien kohdalla. Palkin rakennemalli ja laskentamalli on esitetty tarkemmin liitteessä 5.

5.3.2 Kuormat

Palkkia kuormittava omapaino ja hyötykuorma saadaan laattalaskennasta palkin tukireaktioina. Palkkia kuormittavat seuraavat rasitukset

$$\begin{aligned} g &= 56,74 \text{ kN/m (omapaino) ja} \\ q &= 25,10 \text{ kN/m (hyötykuorma).} \end{aligned}$$

Lisäksi kehää rasittavat lisävaakavoimat, betonin kutistuminen ja lämpöliikkeet. Nämä kuormitukset on otettu huomioon laskennassa seuraavasti:

lisävaakavoima (omapaino)	(g/150) kN/m
lisävaakavoima (hyötykuorma)	(q/150) kN/m
betonin kutistuminen	0,26 ‰ ja
lämpöliike	± 30 °C.

Kehän taivutusmomenttikuviot KRT-yhdistelmistä ja MRT-yhdistelmästä on esitetty liitteessä 5. Kuvioissa on esitetty suurin positiivinen momentti.

5.3.3 Jännepunokset ja -geometria

Valitaan jänneeksi Y1860S7 ($d = 16$ mm ja $A_p = 150$ mm²) kuten edellä. Käytetään samaa keskimääräisen jännevoiman P_m (189 kN) arvoa, joka voidaan saavuttaa keskirivillä liitteen 7 mukaisella jännittämisvoimalla. Myös samaa häviökertoimen arvoa (0,85) voidaan käyttää liitteen 9 perusteella.

Jänteet sijoitellaan palkin päähän kolmeen riviin, joista keskimäinen sijaitsee palkin neutraaliakselilla ja kaksi muuta saman välimatkan päässä neutraaliakselista päätymomentin välttämiseksi. Kaksi alinta riviä yhdistyvät siten, että jännevälin keskellä jänteet ovat kahdessa rivissä 60 mm ja 130 mm palkin alapinnasta. Jännegeometria ja kolmen (1 kpl / rivi) punoksen ekvivalenteista kuormista aiheutuvat rasitukset on esitetty liitteessä 5.

6 TULOKSET JA NIIDEN TARKASTELU

6.1 Laatta

6.1.1 Punosten ja terästen välinen yhteys murtorajatilatarkastelussa

Kun jätetään käyttörajan vaatimukset huomioon ottamatta ja keskitytään pelkästään murtorajatilatarkasteluihin, jännepunosten ja betoniterästen välillä havaitaan olevan osittain lähes lineaarinen yhteys (kuva 6.1 ja kuva 6.2). Oletetaan sisäisten voimien momenttivarsien z pysyvän vakioina, vaikka todellisuudessa näin ei aivan olekaan. Laattoilla ja laattapalkeilla, joilla puristuspinna on leveä, oletuksen aiheuttama virhe on pieni. Yhteyden yleinen muoto, joka soveltuu myös pakkovoimien alaisille rakenteille, on seuraava:

$$\frac{\Delta A_s}{\Delta A_p} = k \approx \frac{\sigma_{p,ULS}(-e_w + e) - \sigma_{p,ULS}z_p}{f_{yd}z_s}, \quad (6.1)$$

jossa

ΔA_s on betoniteräsmäärän muutos

ΔA_p on jänneteräsmäärän muutos

k on kerroin

$\sigma_{p,ULS}$ on jänneterästen jännitys murtorajatilassa

e_w on jänneteräksen näennäinen epäkeskisyyden
 $= -[M_w / (A_p \sigma_p)]$

M_w on ekvivalenteista kuormista aiheutuva momentti murtorajatilassa

e on jänneterästen epäkeskisyyden

z_p on jänneterästen momenttivarsi

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo ja

z_s on betoniterästen momenttivarsi.

Kaava 6.1 on merkittävä, koska sitä voidaan hyödyntää myös tämän tutkimuksen ulkopuolisissa rakenteissa. Yhtälön käyttö tulee kuitenkin rajoittaa leveän puristusalueen omaaviin rakenteisiin. Termillä $(-e_w + e)$ otetaan huomioon jännevoiman pakkomomenttien vaikutus. Kaava 6.1 on helppo johtaa, kun tarkastellaan vapaasti tuettuja rakenteita, joilla ekvivalenteista kuormista aiheutuva momentti on yhtä suuri kuin jännevoiman epäkeskisyyden aiheuttama momentti eli pakkomomentteja ei ole $((-e_w + e) = 0)$. Tällöin kaava 6.1 yksinkertaistuu jännityksien ja momenttivarsien tulojen suhteeksi. Jos

vielä asetetaan jännepunosten ja betoniterästen momenttivarret yhtä suuriksi, saadaan kaava 6.1 muotoon, jossa yhteys on ilmeinen

$$\frac{\Delta A_s}{\Delta A_p} = k = \frac{-\sigma_{p,ULS}}{f_{yd}}, \quad (6.2)$$

jossa

ΔA_s on betoniteräsmäärän muutos

ΔA_p on jänneteräsmäärän muutos

k on kerroin

$\sigma_{p,ULS}$ on jänneteräksien jännitys murtorajatilassa ja

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo.

Kaavasta 6.2 huomataan, että yksinkertaisessa tapauksessa, jossa ei ole pakko-momentteja ja momenttivarret ovat yhtä suuret, suhde k yksinkertaistuu jännitysten suhteeksi. Tämä on helppo osoittaa todeksi, kun tarkastellaan rakenteen sisäisen voiman muutosta

$$\Delta F = \Delta A_s f_{yd} = -\Delta A_p \sigma_{p,ULS} \quad (6.3)$$

jossa

ΔF on mielivaltainen voiman muutos

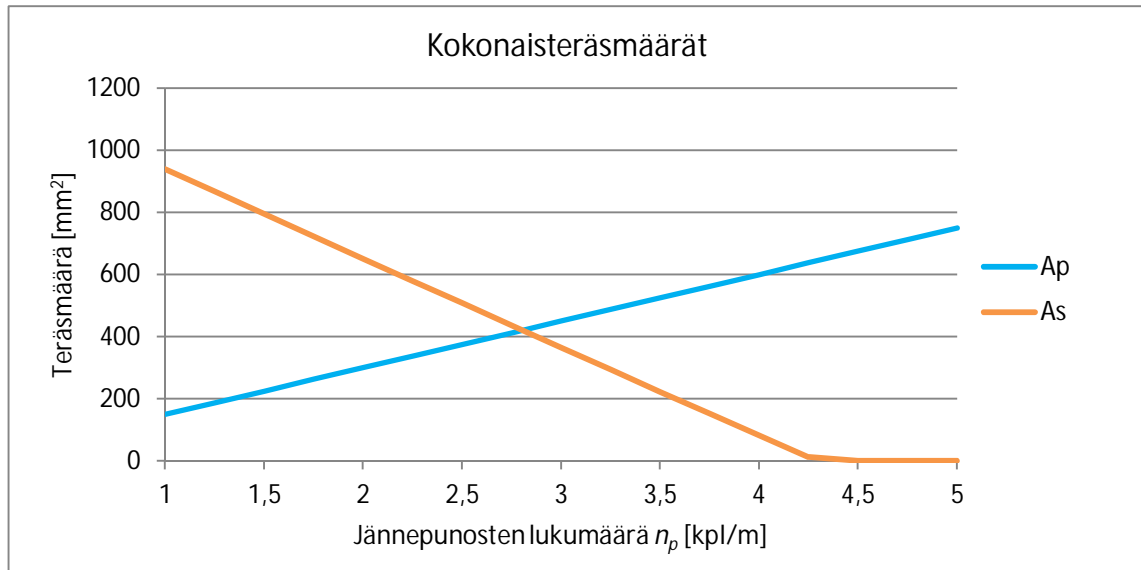
ΔA_s on betoniteräsmäärän muutos

f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

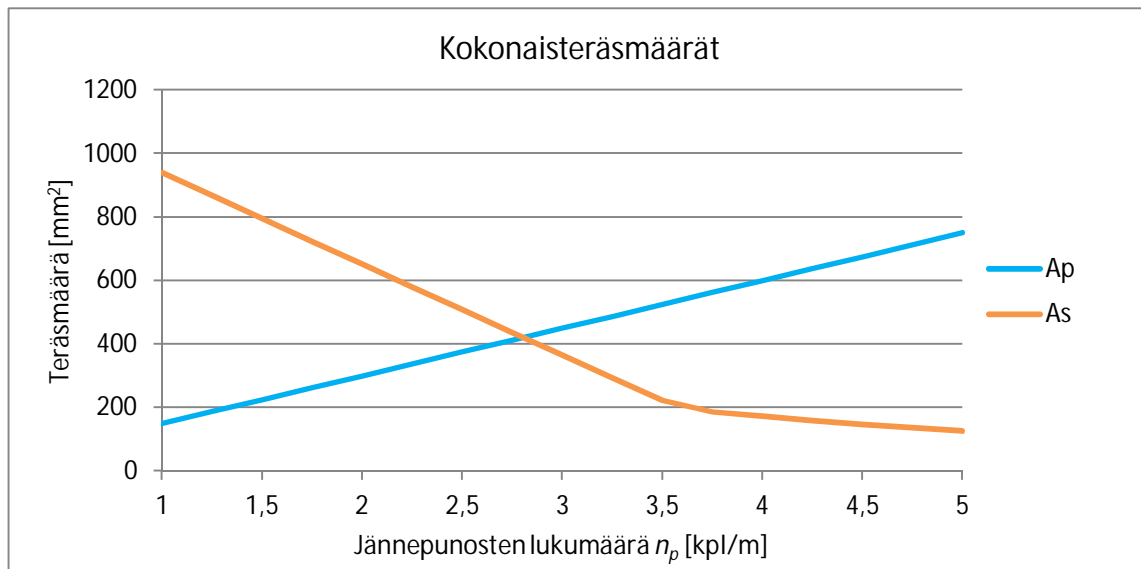
ΔA_p on jänneteräsmäärän muutos ja

$\sigma_{p,ULS}$ on jänneteräksien jännitys murtorajatilassa.

Kuvassa 6.1 on esitetty vaaditut poikkipinta-alat jännepunoksille A_p ja betoniteräksille A_s kohdan 5.2 mukaisessa jatkuvassa laatassa murtokapasiteetin suhteen (kaava 4.38), kun taivutusvetolujuutena on käytetty betonin keskimääräistä vetolujuutta f_{ctm} . Kuvassa 6.2 on esitetty tulokset tapaukselle, jossa on hyödynnetty kaavan 3.9 mukaista taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fi}$. Saadut betoniteräsmäärät ovat teoreettisia, eikä niissä ole otettu huomioon enimmäis- tai vähimmäisraudoitusohjeita.



Kuva 6.1. Murtorajatilan suhteen vaaditut kokonaisteräsmäärät kohdan 5.2 mukaiselle rakenteelle, kun taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fi}$ ei ole hyödynnetty.



Kuva 6.2. Murtorajatilan suhteen vaaditut kokonaisteräsmäärät kohdan 5.2 mukaiselle rakenteelle, kun taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fi}$ on hyödynnetty.

Suhdeluku k on laskettujen tulosten perusteella $-1,903$. Likimääräiskaava 6.1 antaa suhteeksi -1.958 kohdassa $n_p=2,75$ kpl/m. Ero lasketussa ja likimääräiskaavan antamassa betoniteräsmäärässä on 8 mm^2 yhden punoksen muutoksella.

Kuvista 6.1 ja 6.2 huomataan, että taivutusvetolujuuden käyttö lisää vaadittua teräsmäärää A_s murtorajatilan suhteen suurilla punosmäärillä. Syynä on pysyvästi tartunnattomin jäntein toteutettujen rakenteiden mitoitusehto, jonka perusteella murtokapasiteetin tulee olla vähintään 1,15-kertainen halkeamamomenttiin verrattuna. Suora taittuu, koska murtorajatilan mitoitusehtona on nyt riittävä kapasiteetti halkeamamomenttiin verrattuna, eikä ulkoisista kuormista aiheutuviin momentteihin nähdä. Pienin kokonaisteräsmäärä murtorajatilan suhteen saadaan, kun $M_{Ed} = 1,15 M_{cr}$, ja sitä vastaava jännepunosmäärä voidaan ratkaista kaavalla

$$n_p = \frac{M_{Ed} + M_w - (-Pe) - 1,15 f_{ctm,fl} W}{1,15 P \left(\frac{W}{A_c} + e \right)}, \quad (6.4)$$

jossa

n_p on jännepunosten lukumäärä

M_{Ed} on taivutusmomentin mitoitusarvo

M_w on ekvivalenteista kuormista aiheutuva momentti murtorajatilassa

P on jännevoima

e on jänneterästen epäkeskisyys

$f_{ctm,fl}$ on betonin taivutusvetolujuus

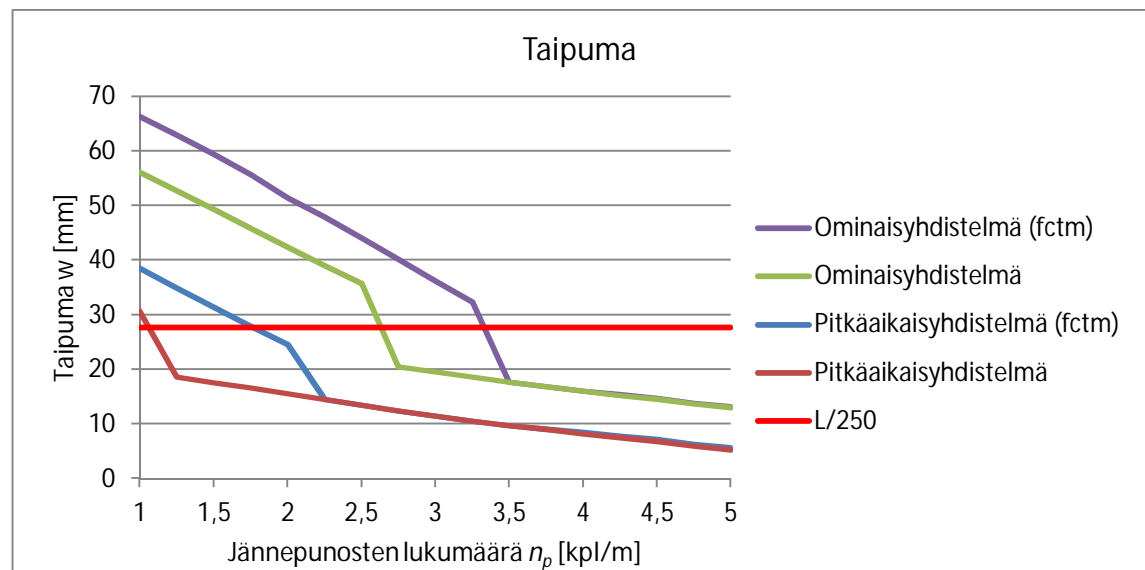
W on vetopuolen vääntövastus ja

A_c on betonipoikkileikkauksen ala.

Vapaasti tuetuilla rakenteilla M_w ja Pe ovat yhtä suuret ja kumoavat toisensa.

6.1.2 Punosmäärän vaikutus taipumaan

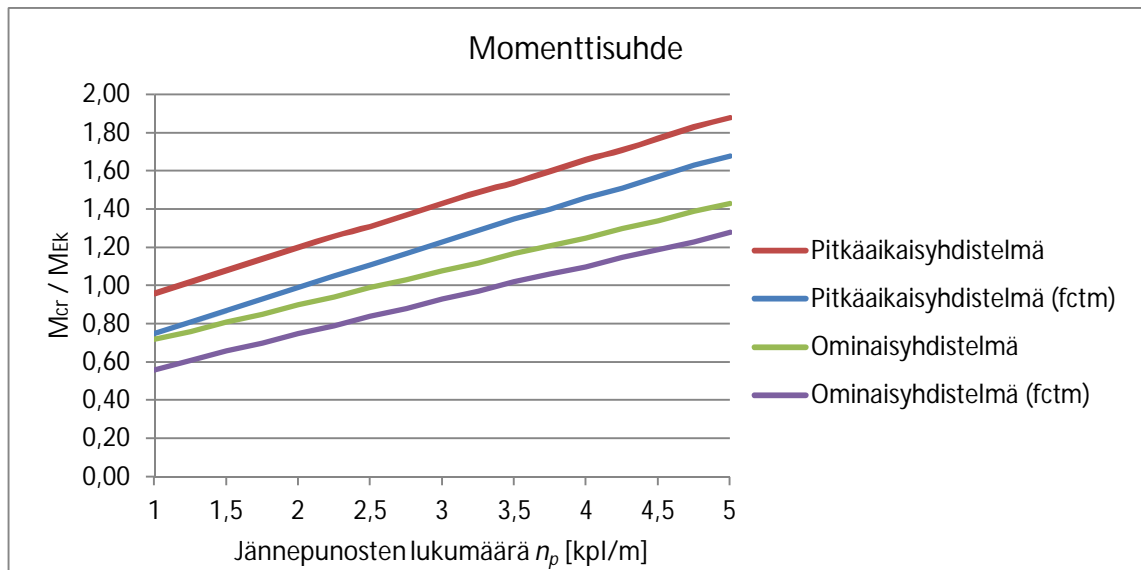
Edellisessä kohdassa keskityttiin tarkastelemaan rakenteen kelpoisuutta vain murtorajatilassa. Rakenteen tulee kuitenkin täyttää myös käyttörajatilan vaatimukset. Kuvassa 6.3 on esitetty rakenteen kokonaistaipuma (kaava 4.26) käyttörajatilan ominais- ja pitkäaikaisyhdistelmällä murtorajatilassa edellyttämällä teräsmäärällä (kuvat 6.1 ja 6.2).



Kuva 6.3. Rakenteen taipuma murtorajatilan edellyttämällä teräsmäärällä.

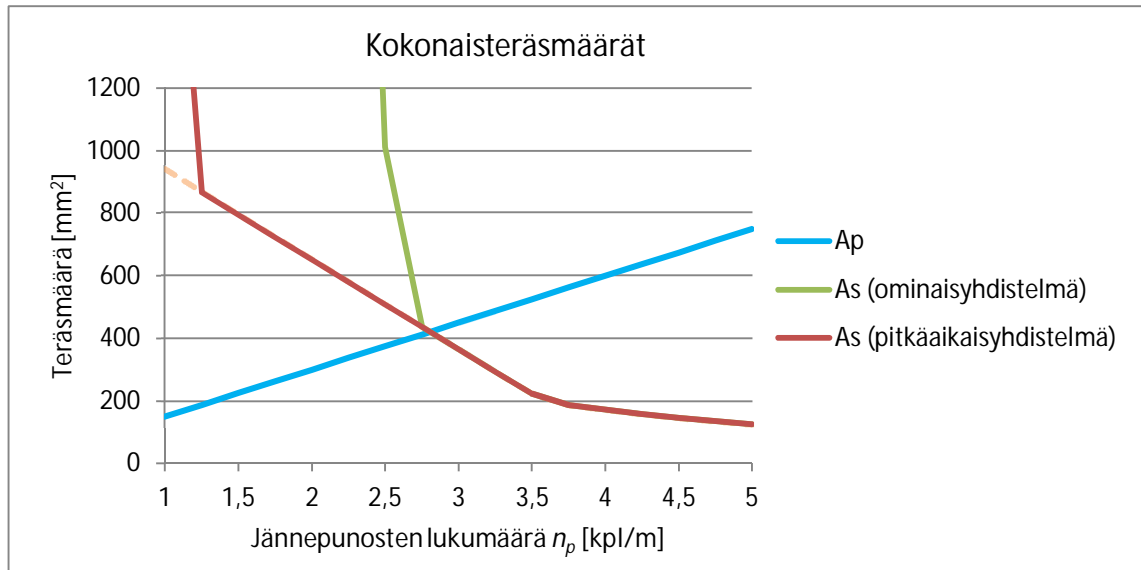
Kuvasta 6.3 huomataan, että taipumarajan ollessa $L/250$, voidaan taipumaraja saavuttaa riittävällä punosmäärällä kasvattamatta murtorajatilan edellyttämää raudoitust määrää. Taivutusvetolujuuden käyttämättä jättäminen lisää rakenteen laskennallista taipumaa ja vie suunnittelua varmemmalle puolelle taipuman osalta. Kuva on havainnollinen, ja siitä näkee selvästi, että kasvava jännepunosmäärä pienentää rakenteen kokonaistaipumaa.

Taipumassa esiintyvät hyppäykset selittyvät betonin halkeamisena, sillä betonin haljettua poikkileikkauksen jäyhyysmomentti pienenee äkillisesti, mikä johtaa tässä tapauksessa usein myös taipumarajan ylittymiseen, koska laatan jänneväli on varsin suuri sen jäyhyysmomenttiin I nähden. Jos jänneväliä lyhennettäisiin, taipuman rooli pienenesi, ja käyttörajatilan määrääväksi kelpoisuusvaatimukseksi tulisi halkeamaleveys kuten palkin tapauksessa luvussa 6.2, jossa jännevälin ja jäyhyysmomentin suhde (I/l) on paljon suurempi kuin tässä tapauksessa. Kuvista 6.3 ja 6.4, jossa on esitetty halkeamamomentin ja mitoitusmomentin suhde, nähdään, että hyppäykset ovat juuri niissä kohdissa, joissa suhde M_{cr}/M_{Ed} on yksi (1).



Kuva 6.4. Rakenteen halkeamamomentin ja mitoitusmomentin suhde.

Riittävän pieniin taipumiin päästään valitsemalla kuormiin nähden riittävän jänpunosmäärä, jolloin rakenne pysyy halkeilemattomana. Selvitetään seuraavaksi, onko mahdollista täyttää $L/250$ taipumaraja betoniteräksiä lisäämällä myös pienemmillä jänpunosmäärillä. Kuvaan 6.5 on piirretty vaadittu betoniteräsmäärä jänpunosten funktiona taipuman suhteen tapauksille, jossa taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fl}$ on hyödynnetty.



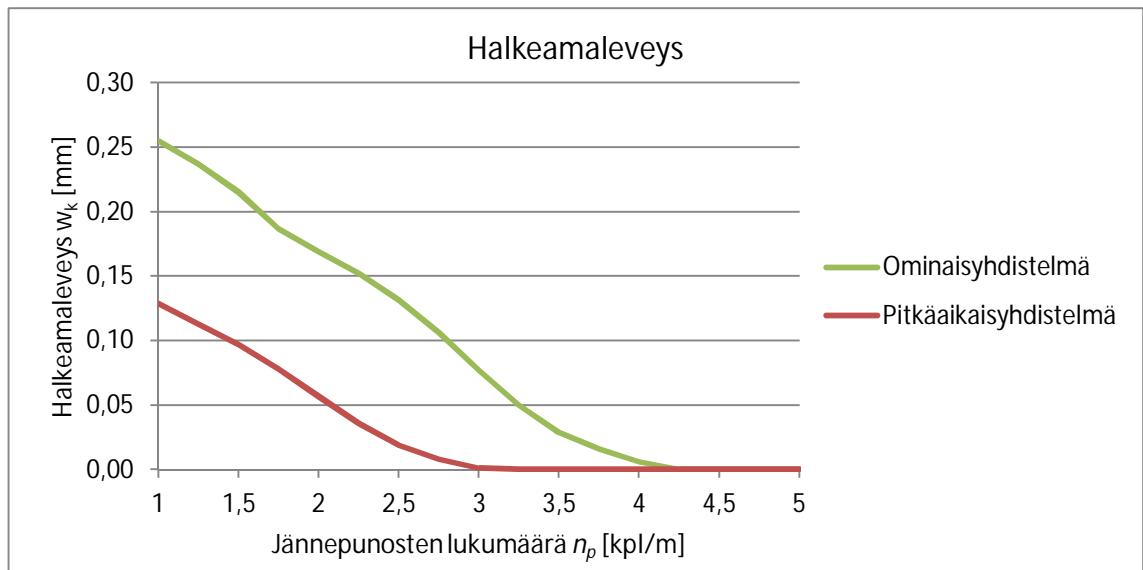
Kuva 6.5. Vaadittu teräsmäärä taipuman suhteen.

Kuvasta 6.5 huomataan, että tässä tapauksessa taipuman rajoittamista ei voida tehdä betoniteräksiä lisäämällä, koska siten ei voida saavuttaa halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia halkeilleella poikkileikkauksella eikä saada poikkileikkausta halkeamattomaksi luontevilla betoniteräsmäärillä. Ainoa mahdollinen keino on jännepunosmäärän kasvattaminen sellaiselle tasolle, että rakenne pysyy halkeilemattomana ja taipumarajat täyttyvät murtorajatilán edellyttämällä betoniteräsmäärillä.

6.1.3 Punosmäärän vaikutus halkeamaleveyteen

Halkeamaleveyden laskenta perustuu jo halkeilleen rakenteen halkeamaleveyden laskentaan. Halkeamattomille rakenteille tämä tarkoittaa halkeamaleveyttä mahdollisen halkeamisen jälkeen. Laskennasta voidaan saada rakenteelle suuriakin halkeamaleveyksiä, jotka eivät kuitenkaan pääse muodostumaan, elleivät rasitukset ylitä halkeamamomenttia. Halkeilun suhteen rakenne tulee kuitenkin aina mieltää halkeilleeksi, sillä rakenteessa voi olla haitallista kuivumishalkeilua tai keskimääräisen vetolujuuden alittavaa betonia, jolloin halkeamia voi syntyä myös laskennallista halkeamakapasiteettia pienemmillä rasituksilla.

Kuvassa 6.6 on esitetty halkeamaleveydet (kaava 4.31) murtorajatilán edellyttämällä betoniteräsmäärillä (kuvat 6.1 ja 6.2), ja siitä voidaan todeta, että jännepunosmäärän lisääminen pienentää halkeamaleveyttä. Pitkäaikaisyhdistelmällä lasketut leveydet ovat varsin pieniä, mutta ominaisyhdistelmällä voidaan saavuttaa ankarimmissa rasitusluokissa haitallisen isoja halkeamaleveyksiä pienimmillä jännepunosmäärillä.



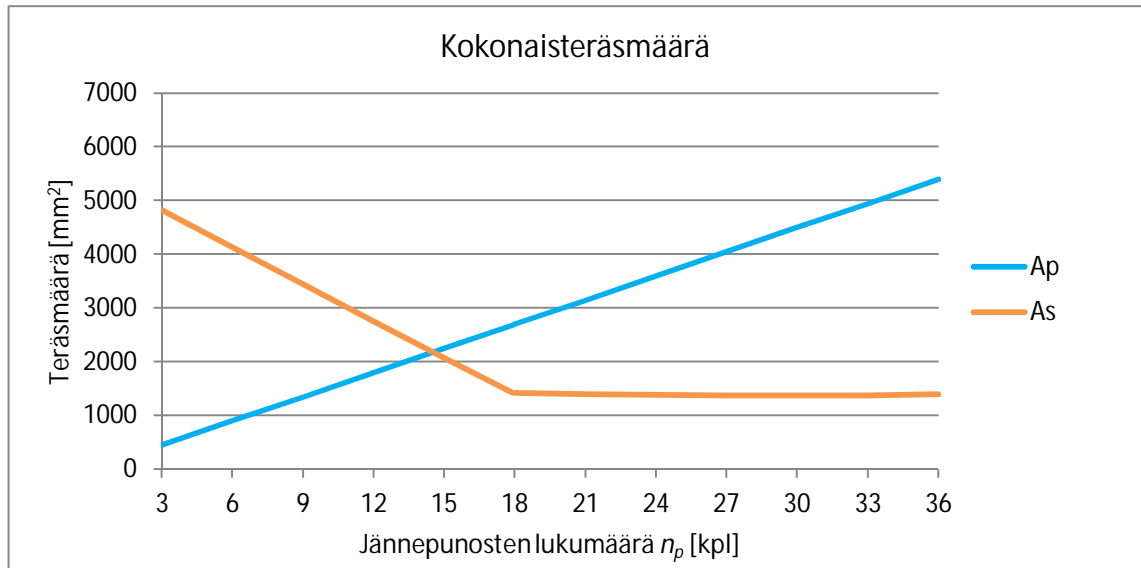
Kuva 6.6. Lasketut halkeamaleveydet murtorajatilán edellyttämällä teräsmäärällä.

Edellisen luvun nojalla voidaan kuitenkin todeta, että tarkastellussa rakenteessa pienimpien jännepunosmäärien käyttö ei ole mahdollista taipuman vuoksi. Kuvan 6.5 mukaan taipuman edellyttämä pienin jännepunosmäärä ominaisyhdistelmällä on 2,75 kpl/m, joka johtaa vain noin 0,1 mm halkeamaleveyteen. Kokonaan puristettuun rakenteeseen päästäisiin vasta huomattavasti suuremmilla jännepunosmäärillä: 4,25 kpl/m ominaisyhdistelmällä ja 3 kpl/m pitkäaikaisyhdistelmällä.

6.2 Palkki

6.2.1 Punosten ja terästen välinen yhteys murtorajatilatarkastelussa

Palkeissa on havaittavissa jännepunosten ja betoniterästen välillä samanlainen suhde kuin laattoja tarkasteltaessa. Palkin mitoituksessa ei voitu hyödyntää suurempaa taivutusvetolujuutta, sillä kaavan 3.9 mukaan taivutusvetolujuus on yhtä suuri kuin betonin keskimääräinen vetolujuus yli 600 mm korkeilla rakenteilla. Kuvassa 6.7 on esitetty kohdan 5.3 mukaiselle palkille vaaditut kokonaisteräsmäärät murtorajatilán suhteen (kaava 4.38).

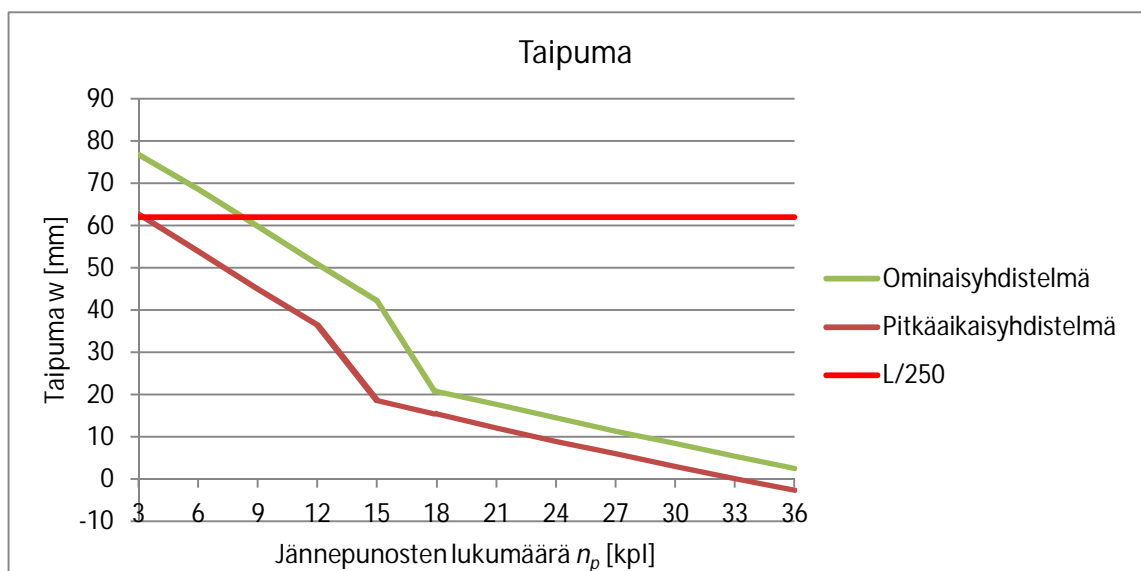


Kuva 6.7. Murtorajatilan suhteen vaaditut kokonaisteräsmäärät kohdan 5.3 mukaiselle rakenteelle.

Kuvan 6.7 käyrä vastaa muodoltaan laatan käyrää kuvassa 6.2, jossa taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fi}$ on hyödynnetty. Suora kääntyy, kun mitoitusehto vaihtuu ulkoisien kuormien aiheuttamista rasituksista riittävään murtokapasiteettiin halkeilumomenttiin nähden. Likimääräiskaava antaa teräsmäärien suhteeksi $k -1,546$ kohdassa $n_p=15$ kpl, kun laskettujen tulosten perusteella se on $-1,512$. Ero on 15 mm^2 kolmen punoksen muutoksella. Pienintä kokonaisteräsmäärä vastaava tarkka jännepunosmäärä murtorajatilan suhteen voidaan laskea kaavalla 6.4. Kuvasta 6.7 päätellen se on noin 18 kpl.

6.2.2 Punosmäärän vaikutus taipumaan

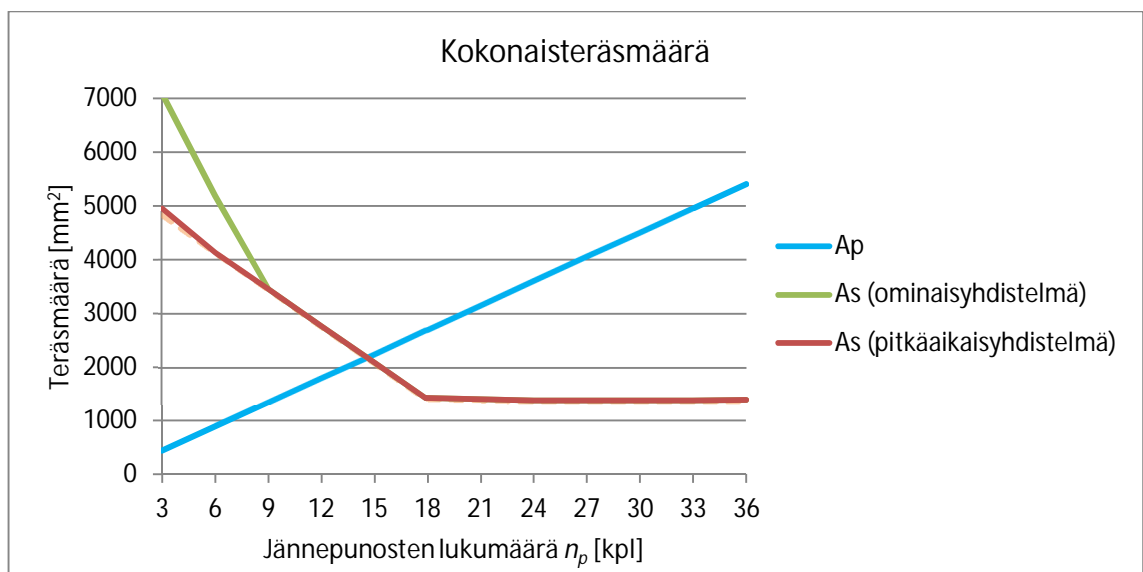
Tarkastellaan ensin murtorajatilan edellyttämällä kokonaisteräsmäärillä (kuva 6.7) laskettuja taipumia (kaava 4.26). Tulokset on esitetty kuvassa 6.8.



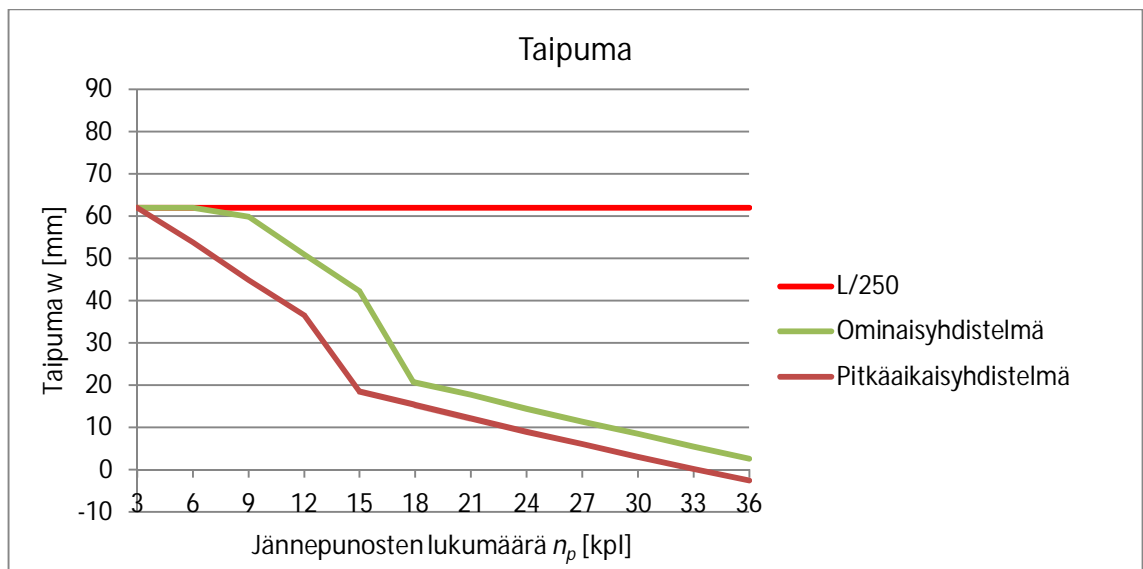
Kuva 6.8. Rakenteen taipuma murtorajatilan edellyttämällä teräsmäärillä.

Kuvasta 6.8 nähdään, että pitkäaikaisyhdistelmällä taipuma ei ylitä taipumarajaa kuin pienimmällä lasketulla jännepunosmäärällä. Rakenne saadaan taipumattomaksi pitkäaikaiskuormista punosmäärällä 33 kpl ja tätä suuremmilla jännepunosmäärillä taipumat ovat ylöspäin. Jännepunosmäärän kasvattamisella on siis taipumaa pienentävä vaikutus.

Pitkäaikaisyhdistelmällä taipumaraja ylittyy pienimmillä jännepunosmäärillä. Kuvasta 6.8 huomataan, että rakenteen halkeaminen ei suoraan aiheuta taipumarajan ylittymistä, kuten laatan tapauksessa usein tapahtui. Tässä tapauksessa rakenteen taipumaa on mahdollista pienentää betoniteräksiä lisäämällä. Kuvassa 6.9 on esitetty vaaditut kokonaisteräsmäärät taipuman suhteen ja kuvassa 6.10 näitä teräsmääriä vastaavat taipumat.



Kuva 6.9. Vaadittu teräsmäärä taipuman suhteen.

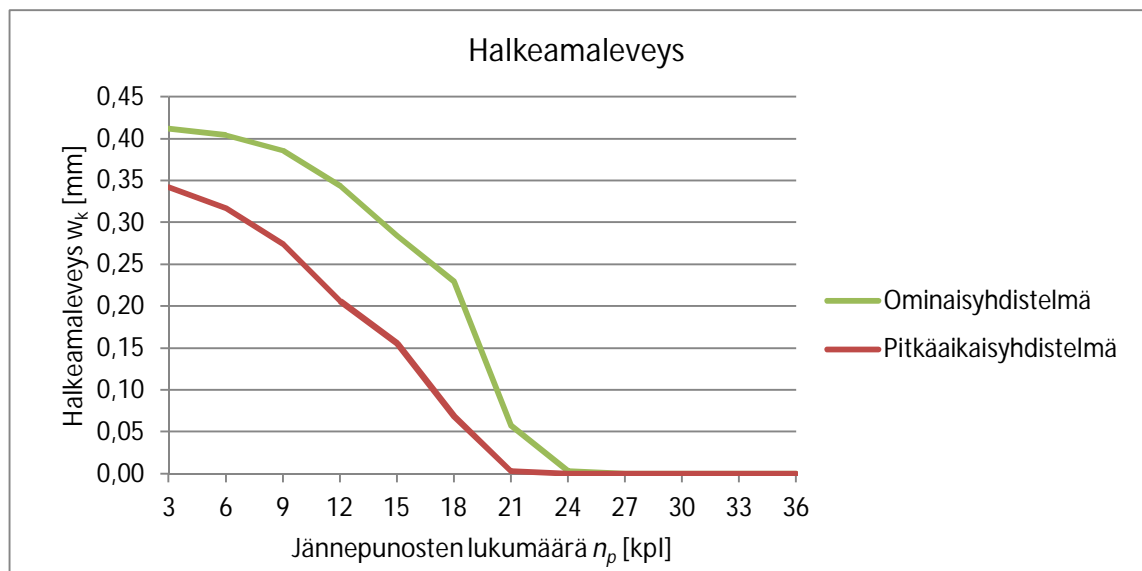


Kuva 6.10. Rakenteen taipuma kuvan 6.9 mukaisilla teräsmäärillä.

Taipuman rajoittaminen betoniteräksiä lisäämällä on mahdollista, mutta se johtaa epäedullisiin rakenteisiin. Kuvasta 6.9 nähdään, että ominaisyhdistelmällä betoniteräsmäärä A_s poikkeaa jyrkästi kuvassa 6.7 esitetystä murtorajatilan vaatimasta betoniteräsmäärästä, joka vastaa lähes pitkäaikaisyhdistelmän vaatimaa betoniteräsmäärää. Edullisempiin rakenteisiin päästään lisäämällä jännepunoksia.

6.2.3 Punosmäärän vaikutus halkeamaleveyteen

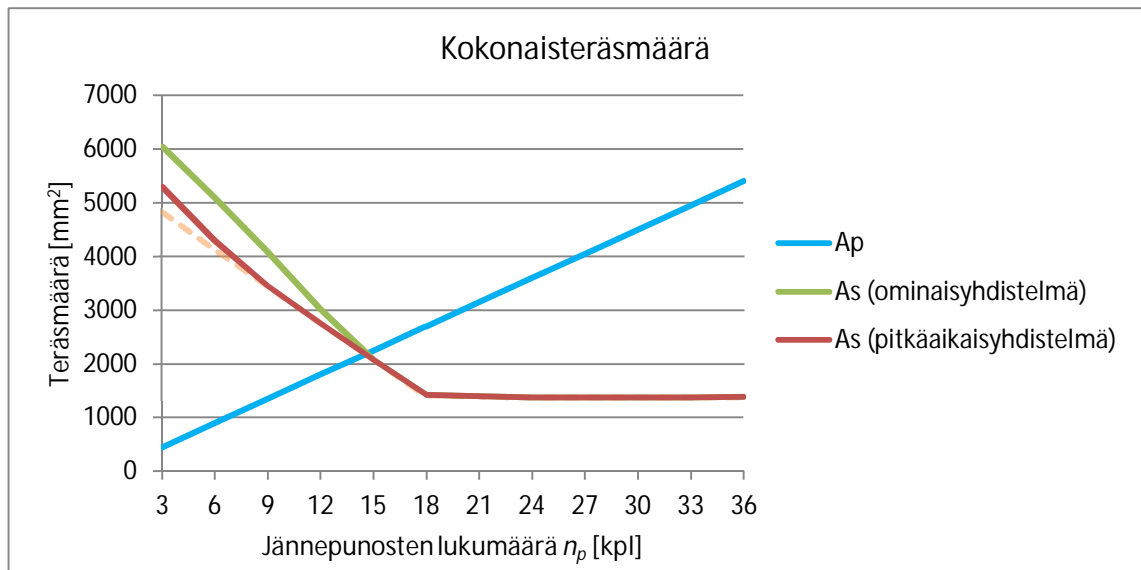
Murtorajatilan edellyttämällä kokonaisteräsmäärillä (kuva 6.7) lasketut halkeamaleveydet (kaava 4.31) on esitetty kuvassa 6.11. Halkeamaleveydet on laskettu jo halkeilleelle poikkileikkaukselle. Halkeamattomalle rakenteelle kuvaaja esittää halkeamaleveyttä mahdollisen halkeaman jälkeen.



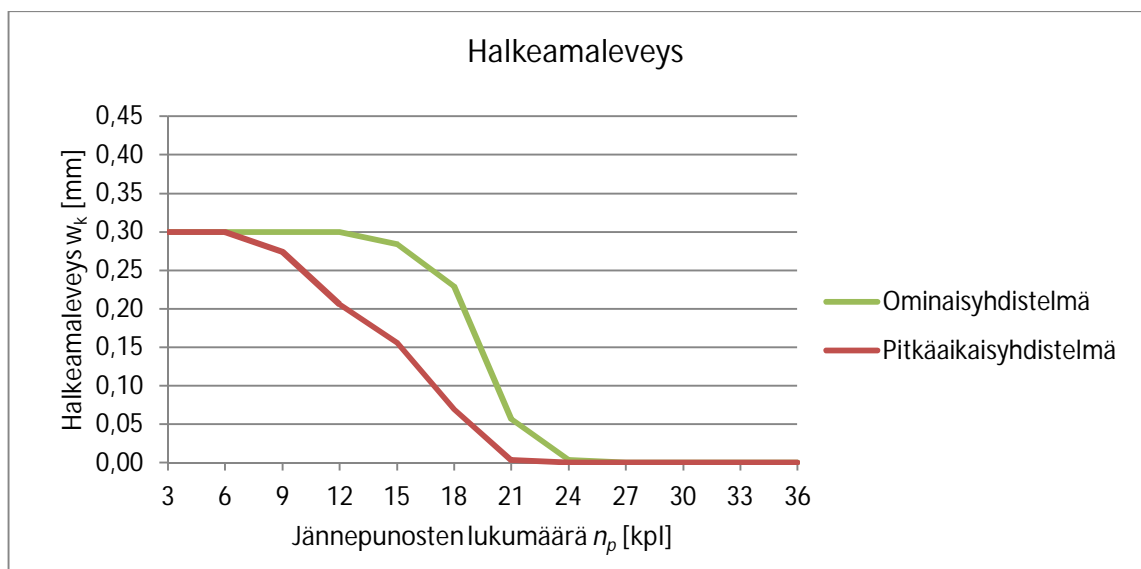
Kuva 6.11. Lasketut halkeamaleveydet murtorajatilan edellyttämällä teräsmäärillä.

Taulukon 4.5 mukaiset halkeamaleveyksien raja-arvot ylittyvät molemmilla yhdistelmillä lievimpiä rasitusluokkia lukuun ottamatta. Asetetaan halkeamaleveyden raja-arvoksi 0,3 mm, joka alitetaan murtorajatilan mukaisilla betoniteräksillä punosmäärällä 15 kpl ominaisyhdistelmällä ja 9 kpl pitkäaikaisyhdistelmällä. Kokonaan puristettu poikkileikkaus saavutettaisiin jännepunosmäärällä 24 kpl ominaisyhdistelmällä ja 21 kpl pitkäaikaisyhdistelmällä, mistä voidaan todeta, että tässä tapauksessa kokonaan puristettuun poikkileikkaukseen pääseminen kasvattaa jännepunosmäärää merkittävästi.

Lisätään rakenteeseen betoniteräksiä halkeamarajan saavuttamiseksi. Kuvassa 6.12 on esitetty vaaditut kokonaisteräsmäärät halkeilun suhteen ja kuvassa 6.13 näitä teräsmääriä vastaavat halkeamaleveydet.



Kuva 6.12. Vaadittu teräsmäärä halkeamaleveysrajan 0,3 mm suhteen.



Kuva 6.13. Halkeamaleveydet kuvan 6.12 mukaisilla teräsmäärillä.

Kuvasta 6.12 huomataan, että halkeamaleveyksien rajoittaminen betoniteräksiä lisäämällä kasvattaa vaadittua betoniteräsmäärää murtorajatilán vaatimuksista huomattavasti, mikä johtaa epäedullisiin rakenteisiin. Jännepunokset kannattaa valita siten, että halkeamaraja alittuu murtorajatilán vaatimalla betoniteräsmäärällä.

6.3 Laskentapohjat

Tässä työssä kehitettiin Mathcad-ohjelmaan perustuvat laskentapohjat jännebetonirakenteiden mitoitukselle sekä välittömien ja ajasta riippuvien häviöiden määrittämiselle. Laskentapohjien tulosteita on esitetty liitteissä 6-11.

Jännebetonirakenteiden mitoitus pohjaa alettiin kehittämään Microsoft Excel- taulukkolaskentaohjelmaan perustuvana. Pohjasta saatiin toimiva, mutta taulukkolaskentaohjelman vajavaiset ominaisuudet pakottivat etsimään toista ratkaisua. Excel-

ohjelma koettiin vajavaiseksi käyttötarkoitukseen nähden muun muassa yhtälönratkaisuominaisuuksiensa osalta. Yhtälöitä pystyttiin ratkaisemaan iteroimalla, mutta se ei ollut riittävän tehokasta.

Uudeksi ohjelmistoksi valittiin Mathcad suureksi osaksi ominaisuuksiensa ja käyttäjäystävällisyytensä perusteella. Kuvaajien piirtäminen päätettiin säilyttää Excel-ohjelmassa, koska se on siinä tarkoituksessa tutuin ja tehokkain ratkaisu.

Laskentapohjista saatiin toimivat ja selkeät, mutta niiden käytettävyydessä on kehitettävää, koska ne ovat hyvin herkkiä käyttäjän virheille. Pohjat eivät ole valmiita jaettaviksi suoraan suunnittelijoiden käyttöön, mutta ne ovat jatkokehityskelpoisia, ja niitä hyödynnettäneen suunnittelussa tulevaisuudessa.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Tässä työssä tutkittiin erään pysäköintirakennuksen jännebetonirakenteiden toimintaa ja kelpoisuutta erilaisilla jännepunosmäärillä. Tutkimusta varten kehitettiin eurokoodiin perustuvat laskentapohjat. Tutkittavia rakenteita olivat viisiaukkoinen jatkuva laatta ja kolmekerroksinen jäykkänurkkainen kehä. Kelpoisuutta arvioitiin murtokapasiteetin, halkeilun ja taipuman avulla. Molemmissa rakenteissa havaittiin selvä yhteys käytetyn jännepunosmäärän ja vaaditun betoniteräsmäärän välillä murtorajatilatarkasteluissa. Yhteydelle saatiin johdettua likimääräiskaava, joka soveltuu myös työn ulkopuolisille leveän puristusalueen omaaville rakenteille.

Taivutusvetolujuuden $f_{ctm,fl}$ käyttämättä jättäminen johtaa yleensä suurempaan rakenteen kokonaisvarmuuteen suurentamalla taipumia, mutta laatan tapauksessa se kasvatti vaadittua betoniteräsmäärää murtorajatilan suhteen suurilla punosmäärillä verrattuna keskimääräiseen vetolujuuden f_{ctm} käyttöön. Vaikka taivutusvetolujuutta ei hyödynnetä taipumalaskennassa, sen vaikutus halkeamakapasiteettiin täytyy ottaa huomioon murtorajatilatarkasteluissa. Murtorajatilatarkastelujen tekeminen keskimääräistä vetolujuutta f_{ctm} käyttämällä voi johtaa hauraaseen murtotapaan.

Jatkuvan laatan tapauksessa huomattiin, että taipuman ja murtorajatilan edellyttämä raudoitus ja jännepunosmäärä johtivat varsin pieniin laskennallisiin halkeamaleveyksiin. Vaikka halkeamaleveydet olivat pieniä, vain harvoin niitä voitiin sallia, sillä taipumarajan saavuttamiseksi poikkileikkauksen tuli pysyä halkeilemattomana kolmessa tapauksessa neljästä. Taipuman suuri rooli käyttörajatilatarkasteluissa johtui pitkistä jännevälillä suhteessa laatan korkeuteen. Lyhemmillä jänneväleillä taipuman vaikutus pienenisi ja halkeamaleveyden kasvaisi.

Laatta saatiin halkeilemattomaksi riittävällä jännepunosmäärällä, mutta liian pientä jännepunosmäärää ei voitu kompensoida betoniteräksiä lisäämällä. Edullisiin rakenteisiin päästiin valitsemalla jännepunosmäärä siten, että käyttörajatilan taipuma- ja halkeiluvaatimukset täyttyivät murtorajatilan edellyttämällä betoniteräsmäärällä. Kokonaan puristetun rakenteen saavuttaminen kasvatti jännepunosmäärää pienimmästä rakenteen kelpoisuusvaatimukset täyttävästä määrästä huomattavasti ja johti ylimitoitukseen vaatimuksiin nähden.

Palkin tapauksessa rakenteen halkeaminen ei suoraan johtanut taipumarajan ylitymiseen. Taipumat olivat varsin pieniä ja taipumarajat ylittyivät vain pienimmillä jännepunosmäärillä ja haljenneilla poikkileikkauksilla. Betoniteräsmäärää lisäämällä voitiin taipumarajat saavuttaa myös pienimmillä tutkituilla jännepunosmäärillä, mutta se johti epäedullisiin rakenteisiin. Käyttörajatilan edellyttämään jännepunosmäärään vaikutti taipuman ohella myös rasitusluokka, joka määräsi sallitun halkeamaleveyden. Suu-

rilla sallituilla halkeamaleveyksillä taipuma oli määräävä käyttörajatilan kelpoisuusehto, mutta tiukemmilla halkeamaleveysvaatimuksilla halkeilu tuli määrääväksi. Halkeamaleveysvaatimukset saavutettiin murtorajatilan edellyttämällä betoniteräsmäärällä, kun jännepunosmäärä oli riittävän suuri, mutta pienemmillä punosmäärillä vaatimuksen saavuttaminen johti suureen betoniteräsmäärän kasvuun. Kokonaan puristettuun poikkileikkaukseen pääseminen kasvatti jännepunosmäärää myös palkin tapauksessa.

Yleisesti voidaan todeta, että lieventyneillä halkeamaleveysvaatimuksilla on jännepunosmäärää pienentävä vaikutus. Vaikutuksen suuruus riippuu vahvasti rasitusluokasta, ja sen asettamasta halkeamaleveyden raja-arvosta siten, että tiukimmissa rasitusluokissa muutos on pienin, koska halkeamaleveysvaatimukset ajavat eurokoodinkin mukaisessa mitoituksessa lähelle kokonaan puristettuja rakenteita. Tutkituissa rakenteissa muutos oli merkittävä, koska uusien vaatimusten mukainen sallittu halkeamaleveys (0,3 mm) oli varsin suuri. Jos rakenteen määräävä käyttörajatilan mitoitussehto on taipuma, jännepunoksia voidaan silti yleensä vähentää uusien vaatimuksien nojalla, koska rakenne pysyy halkeilemattomana ilman kokonaan puristetun poikkileikkauksen saavuttamistakin.

Tässä työssä saadut tulokset osoittavat punosmäärän vaikutuksia tutkittuihin rakenteisiin. Ilmiöt ovat samat myös tutkimuksen ulkopuolisissa rakenteissa, mutta ne voivat johtaa erilaisiin lopputuloksiin. Varsinkin jännemitan muutoksella on suuri vaikutus kuten myös rakenteiden mitoilla ja käytetyillä oletuksilla.

Kehitetyistä laskentapohjista saatiin toimivat ja selkeät, mutta ne vaativat vielä jatkokehitystä. Varsinkin pohjien käytettävyydessä on kehitettävää, jotta niiden käyttö onnistuisi luotettavasti myös niiden toimintaan perehtymättömältä suunnittelijalta.

LÄHTEET

- [1] by 27 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitus esimerkki. Helsinki 1988. Suomen betoniyhdistys ry. 33 s.
- [2] RakMK B4. Betonirakenteet, ohjeet 2005. Helsinki 2004. Ympäristöministeriö. 83 s.
- [3] SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2005. Suomen Standardoimisliitto. 218 s.
- [4] NA SFS-EN 1992-1-1-YM. Suomen kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007. Ympäristöministeriö. 17 s.
- [5] Mathcad [viitattu 17.10.2014]. Saatavissa: <http://www.mathcad.fi/mathcad.html>.
- [6] Leskelä, M. by 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki 2008. Suomen betoniyhdistys ry. 711 s.
- [7] Paasikallio, K., Mikkola, M. ja Nyman, K-G. Jännebetonirakenteiden mekaniikka ja mitoitus, 1-luokan betonirakenteiden suunnittelija. Helsinki 1989. Suomen betoniyhdistys ry. 215 s.
- [8] Lindberg, R. RTEK-3230 Jännitetyt betonirakenteet. 2012. Tampereen teknillinen yliopisto. Luentomateriaali.
- [9] Andrew, A.E. Unbonded tendons in post-tensioned construction. London 1987. Telford. 42 p.
- [10] Lin, T'ung-yen. Design of prestressed concrete structures. New York 1981. Wiley. 646 p.
- [11] Narayanan, R. S. and Beeby, A. Designer's guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design. London 2005. Thomas Telford Ltd. 218 p.
- [12] BS NA EN 1992-1-1. UK National Annex to Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. 2005. British Standards. 28 p.
- [13] Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013. Osa 1. Helsinki 2013. Suomen betoniyhdistys ry. 251 s.
- [14] EN 10027-1. Designation systems for steels. Part 1: Steel names. Brussels 2005. European committee for standardization. 25 p.
- [15] SFS 1269. Betoniteräksset, hitsattava kuumavalssattu harjatanko b500c1. Helsinki 2010: Suomen Standardoimisliitto. 29 s.
- [16] SFS 1268. Betoniteräksset, hitsattava kuumavalssattu harjatanko b500b, Helsinki 2010. Suomen Standardoimisliitto. 25 s.

- [17] Hietanen, T. Betoniteräksset, A500HW:lle vaihtokelpoinen hitsattava harjateräslaatu B500B. Helsinki 2009. Betonikeskus ry. 2 s.
- [18] Liikenneviraston ohjeita 13/2012. Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu - NCCI 2. Helsinki 2012. Liikennevirasto. 112 s.
- [19] pr EN10138-3. Prestressing steels - Part 3: Strand. Brussels 2000. European committee for standardization. 14 s.
- [20] Marttila, U. Jännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Diplomityö. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto, rakennetun ympäristön tiedekunta. 176 s.
- [21] BY 3 B. MK4 tartunnattomat jänteet, käyttöseloste n:o 97. Helsinki 2012. Suomen Betoniyhdistys ry. 12 s.
- [22] ETA-03/0036. SUSPA/DSI - Unbonded Monostrand System with 1 to 5 Monostrands. Austria 2013. Österreichisches Institut für Bautechnik. 38 p.
- [23] Nakari, T. Dipl.ins, projektipäällikkö, A-Insinöörit Suunnittelu Oy. Tampere. Haastattelu 2014.
- [24] SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2006. Suomen Standardisoimisliitto. 184 s.
- [25] NA SFS-EN 1990-YM. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2007. Ympäristöministeriö. 8 s.
- [26] Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 8: Taipuma. Helsinki 2012. Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betonteollisuus -jaosto. 9 s.
- [27] EN 206-1. Betoni. Osa 1: Määrittelyt, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus. Helsinki 2001. Suomen Standardoimisliitto. 73 s.
- [28] by 51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007. Helsinki 2007. Suomen betoniyhdistys ry. 99 s.
- [29] Toivonen, M. Dipl.ins, yksikön päällikkö, Lemminkäinen Infra Oy. Haastattelu 11.11.2014.
- [30] ETAG 013. Guideline for european technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures (These are commonly called post-tensioning systems). Brussels 2002. European Organisation for Technical Approvals. 136 p.
- [31] SFS-EN 1992-1-2. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2005. Suomen Standardoimisliitto. 91 s.

LIITE 1: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/67	60/75	70/85	80/95	90/105	
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ Mpa}$
f_{ctm} [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk0,05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5 % fraktiili)
$f_{ctk0,95}$ [MPa]	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95 % fraktiili)
E_{cm} [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,46	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5														$\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$, kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$
ϵ_{c2} (‰)	2,0														$\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$, kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5														$\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$ kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$
η	2,0														$\eta = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$, kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$
ϵ_{c3} (‰)	1,8														$\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$, kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5														$\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$ kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$

Kuva L1.1. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet [3].

LIITE 2: Virumaluvun määrittäminen [3]

Virumaluku $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (\text{L2.1})$$

jossa

φ_0 on nimellinen virumaluku ja

$\beta_c(t, t_0)$ on virumisen kehittymisen ajan myötä huomioiva kerroin.

Nimellinen virumaluku φ_0 :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0), \quad (\text{L2.2})$$

jossa

φ_{RH} on suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin

$\beta(f_{cm})$ on betonin lujuuden huomioiva kerroin ja

$\beta(t_0)$ on kuormituksen alkamisajankohdan huomioiva kerroin.

Suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}}, \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa ja} \quad (\text{L2.3})$$

$$\varphi_{RH} = (1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1) \alpha_2, \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa,} \quad (\text{L2.4})$$

joissa

RH on ympäristön suhteellinen kosteus

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus

α_1 on kerroin

$$= \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \text{ ja}$$

α_2 on kerroin

$$= \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2}.$$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus h_0 :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{L2.5})$$

jossa

A_c on betonipoikkileikkauksen ala [mm²] ja

u on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa [mm].

Betonin lujuuden huomioiva kerroin $\beta(f_{cm})$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{L2.6})$$

jossa

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus.

Kuormituksen alkamisajankohdan huomioiva kerroin $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})}, \quad (\text{L2.7})$$

jossa

t_0 on betonin ikä kuormittumisen alkaessa [d].

Virumisen kehittymisen ajan myötä huomioiva kerroin $\beta_c(t,t_0)$:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right)^{0,3}, \quad (\text{L2.8})$$

jossa

t on betonin ikä tarkasteluajankohtana [d]

t_0 on betonin ikä kuormittumisen alkaessa [d] ja

β_H on kerroin kaavojen L2.9 ja L2.10 mukaan.

Kerroin β_H :

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500, \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa ja} \quad (\text{L2.9})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3, \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa,} \quad (\text{L2.10})$$

joissa

RH on ympäristön suhteellinen kosteus

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus ja

α_3 on kerroin

$$= \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}.$$

Sementin vaikutus virumalukuun

Sementtityypin vaikutus virumaan voidaan ottaa huomioon korvaamalla kaavassa L2.7 oleva betonin ikä t_0 seuraavasta kaavasta saatavalla betonin iällä:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5, \quad (\text{L2.11})$$

jossa

$t_{0,T}$ on betonin kaavan 3.5 mukaan lämpötilakorjattu ikä kuormittumisen alkaessa [d] ja

α on sementtityypistä riippuva eksponentti

= 1 sementtityypillä R

= 0 sementtityypillä N

= -1 sementtityypillä S.

LIITE 3: Nimellinen kuivumiskutistuma [3]

Nimellinen kuivumiskutistuma $\varepsilon_{cd,0}$:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] 10^{-6} \beta_{RH}, \quad (\text{L3.1})$$

jossa

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus liitteen 1 mukaan [MPa]

f_{cm0} = 10 MPa

α_{ds1} on sementtityypin huomioon ottava kerroin

= 6 sementtityypillä R

= 4 sementtityypillä N

= 3 sementtityypillä S

α_{ds2} on sementtityypin huomioon ottava kerroin

= 0,11 sementtityypillä R

= 0,12 sementtityypillä N

= 0,13 sementtityypillä S

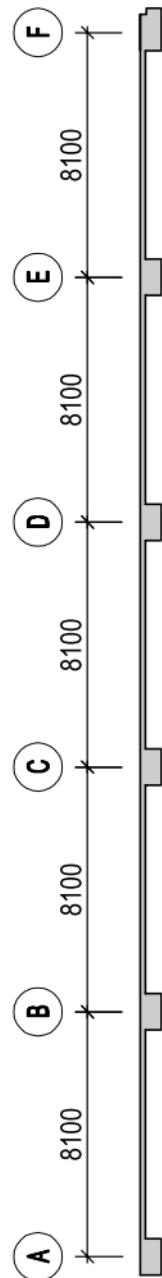
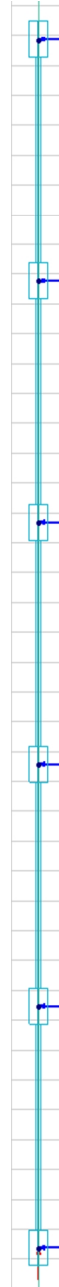
β_{RH} on kerroin

$$= 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right],$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus [%] ja

RH_0 on ympäristön suurin mahdollinen kosteus [%]

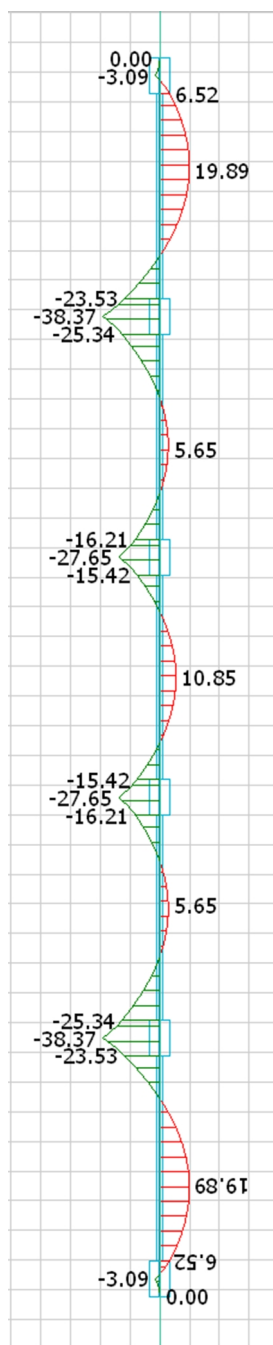
= 100 %.

LIITE 4: Viisiaukkoisen laataston rakenteet ja rasitukset**Rakennemalli:****Laskentamalli:**

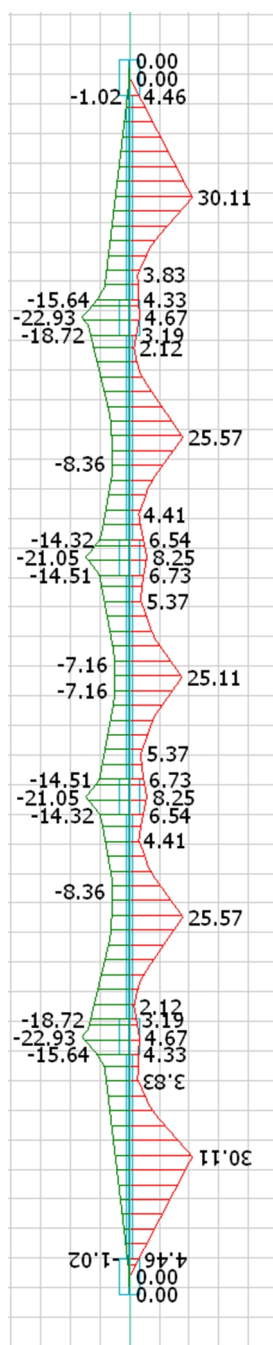
Kuva L4.1. Laatan rakennemalli. **Kuva L4.2.** Laatan laskentamalli.

Momentit kuormista [kNm]

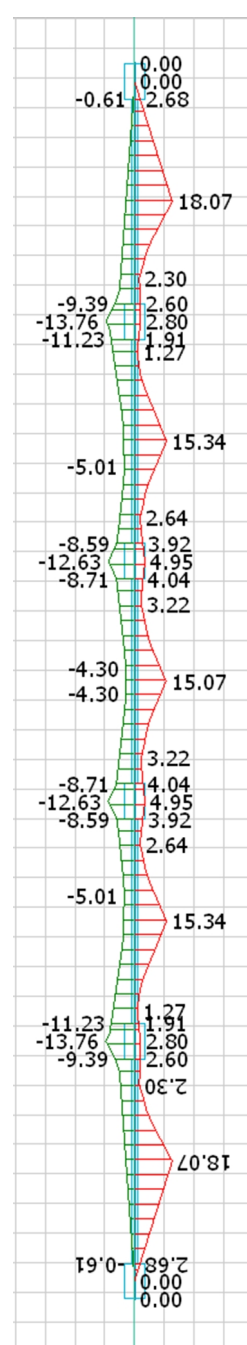
Omapaino:



Kuva L4.3. Omapainon aiheuttama momentti.

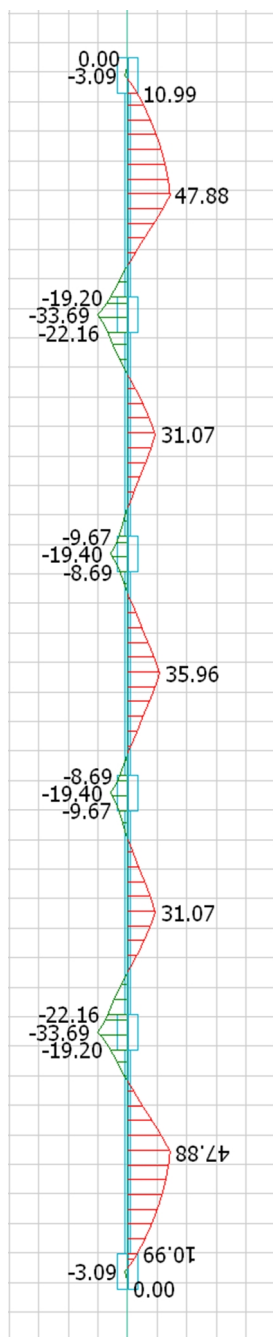
Hyötykuormat
(ominaisyhdistelmä):

Kuva L4.4. Hyötykuorman aiheuttama verhomomenttikäyrä ominaisyhdistelmällä.

Hyötykuormat
(pitkäaikaisyhdistelmä):

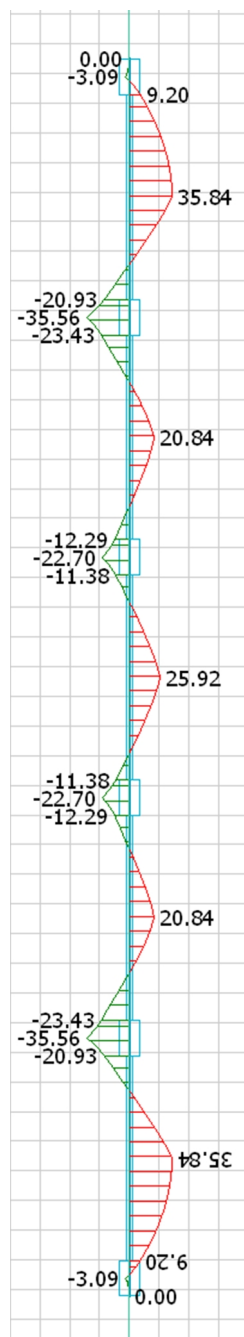
Kuva L4.5. Hyötykuorman aiheuttama verhomomenttikäyrä pitkäaikaisyhdistelmällä.

KRT (M+)
(ominaisyhdistelmä):



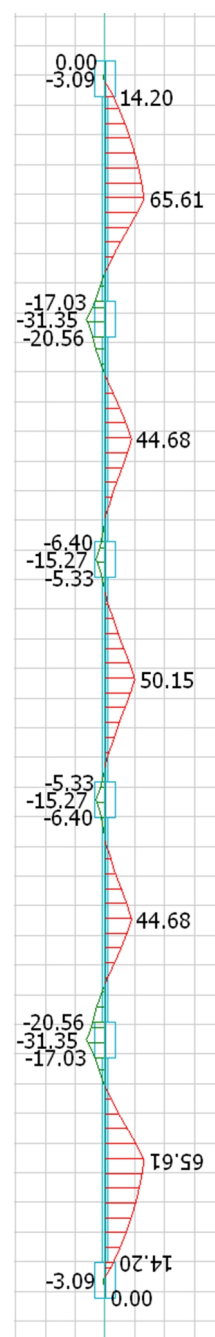
Kuva L4.6. Käyttöra-
jatil­an mitoitusmo-
mentit ominaisyhdis-
telmällä, suurin posi-
tiivinen momentti.

KRT (M+)
(pitkäaikaisyhdistelmä):



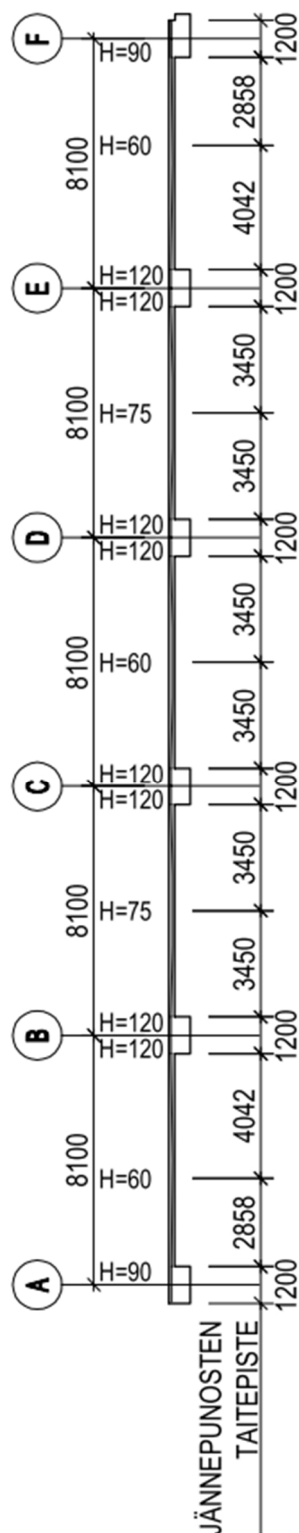
Kuva L4.7. Käyttöra-
jatil­an mitoitusmo-
mentit pitkäaikaisyh-
distelmällä, suurin
positiivinen momentti.

MRT(M+):

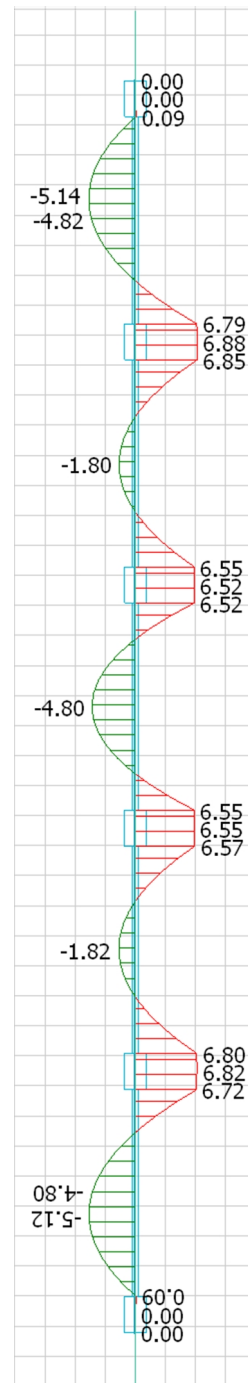


Kuva L4.8. Murtora-
jatil­an mitoitusmo-
mentit, suurin posi-
tiivinen momentti.

Jännegeometria ja momentit jännevoimasta [kNm]



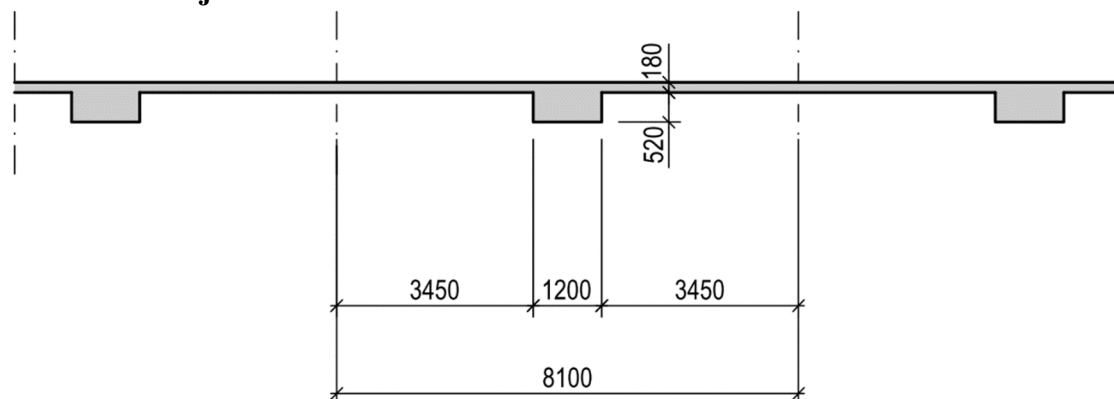
Kuva L4.9. Jännegeometria ja punosten painopisteiden korkeus laatan alapinnasta H .



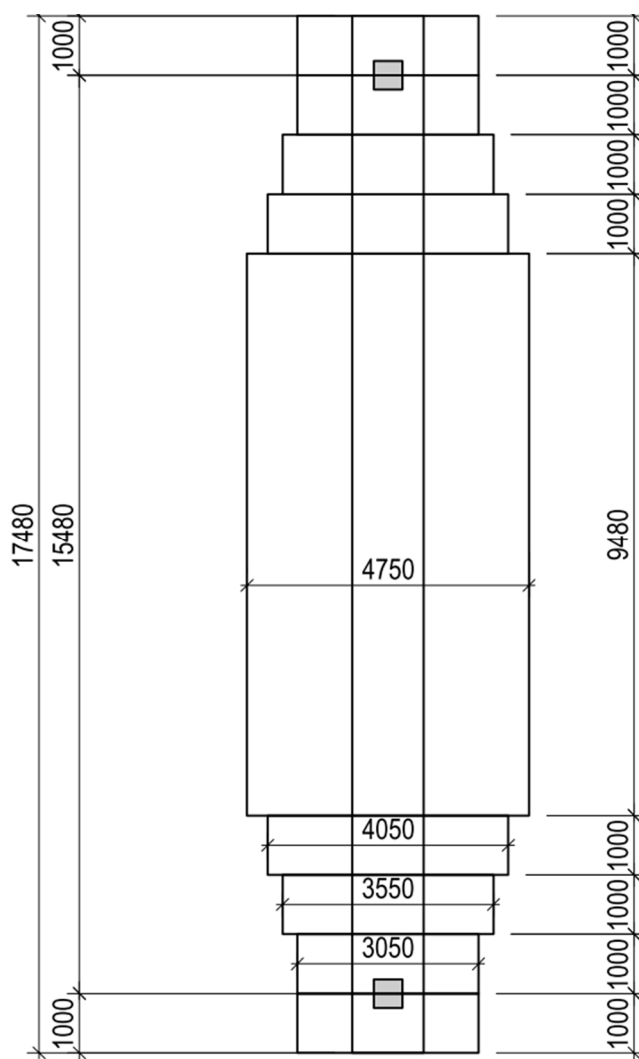
Kuva L4.10. Yhden jännepunoksen aiheuttamat momentit.

LIITE 5: Kehän rakenteet ja rasitukset

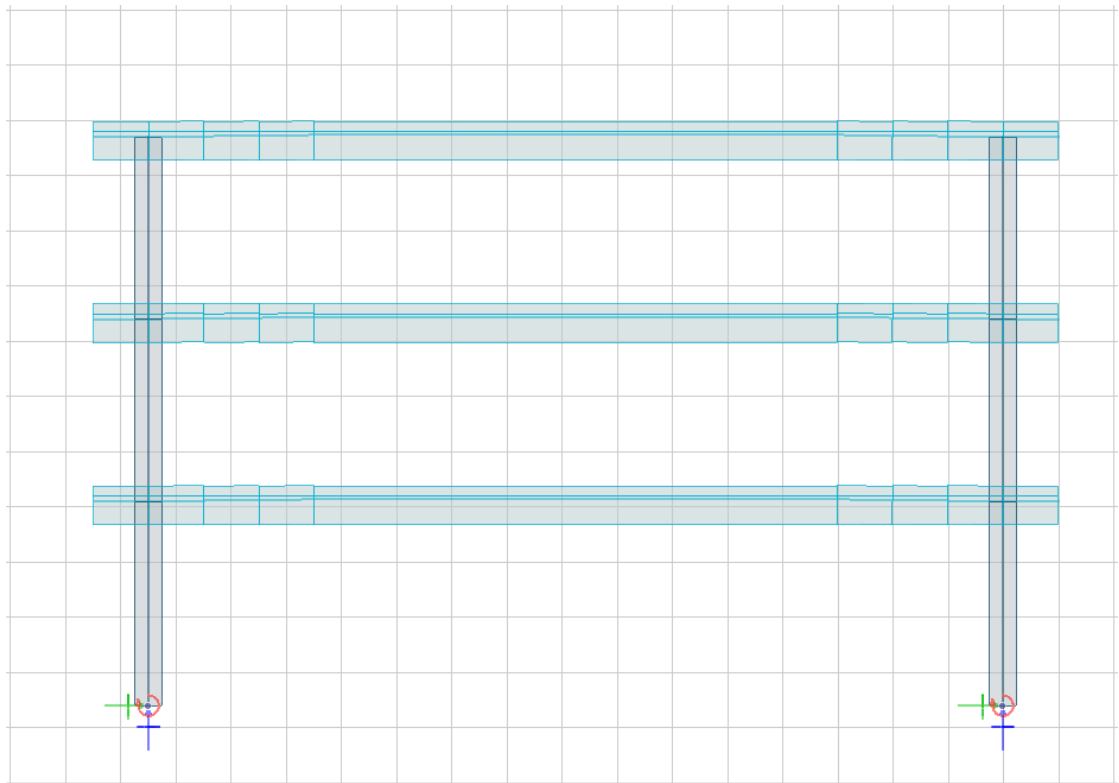
Rakennemalli ja laskentamalli



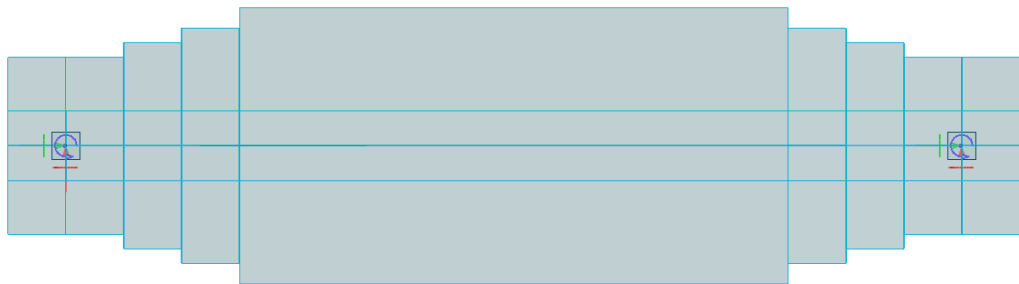
Kuva L5.1. Palkin rakennemalli.



Kuva L5.2. Palkin laskentamalli.

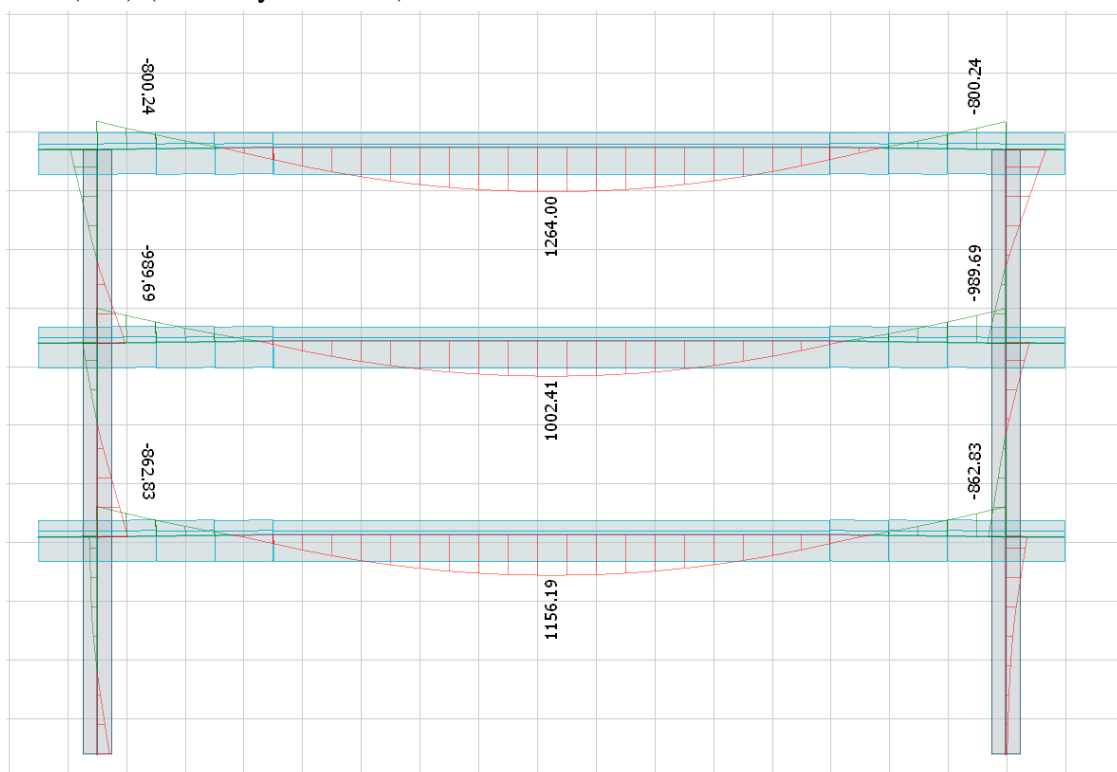


Kuva L5.3. Kehän laskentamalli sivusta.



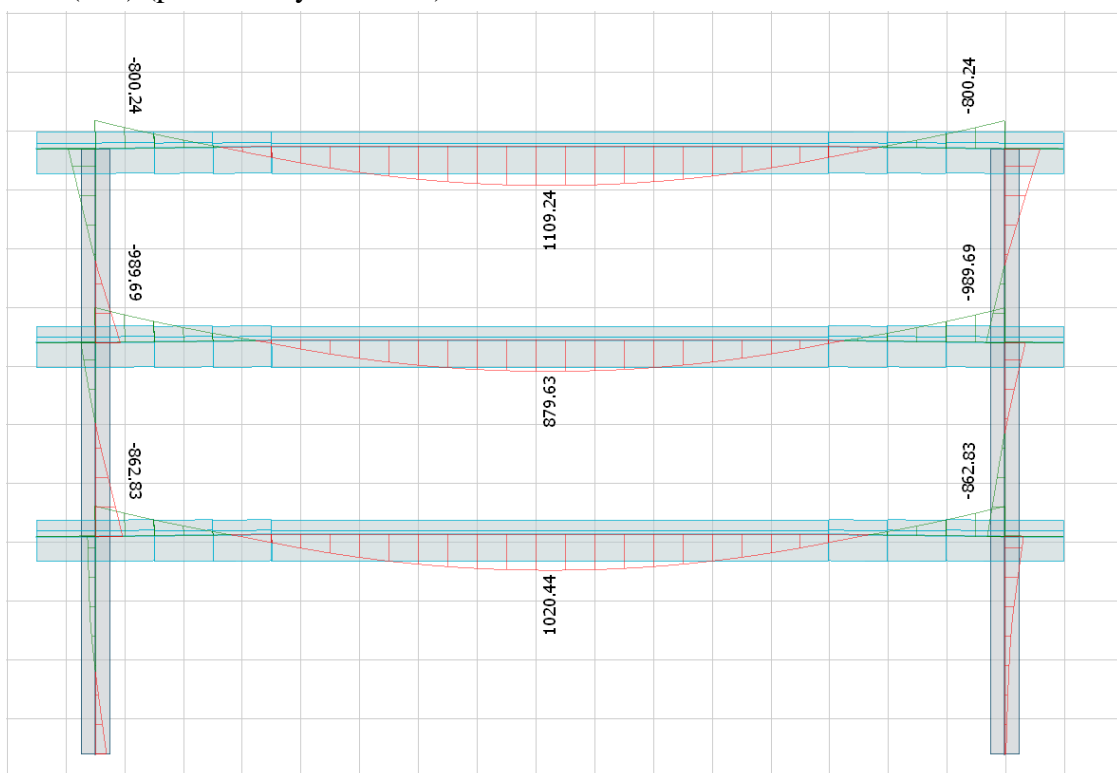
Kuva L5.4. Kehän laskentamalli päältä.

Rasitukset kuormista [kNm]
KRT(M+) (ominaisyhdistelmä):



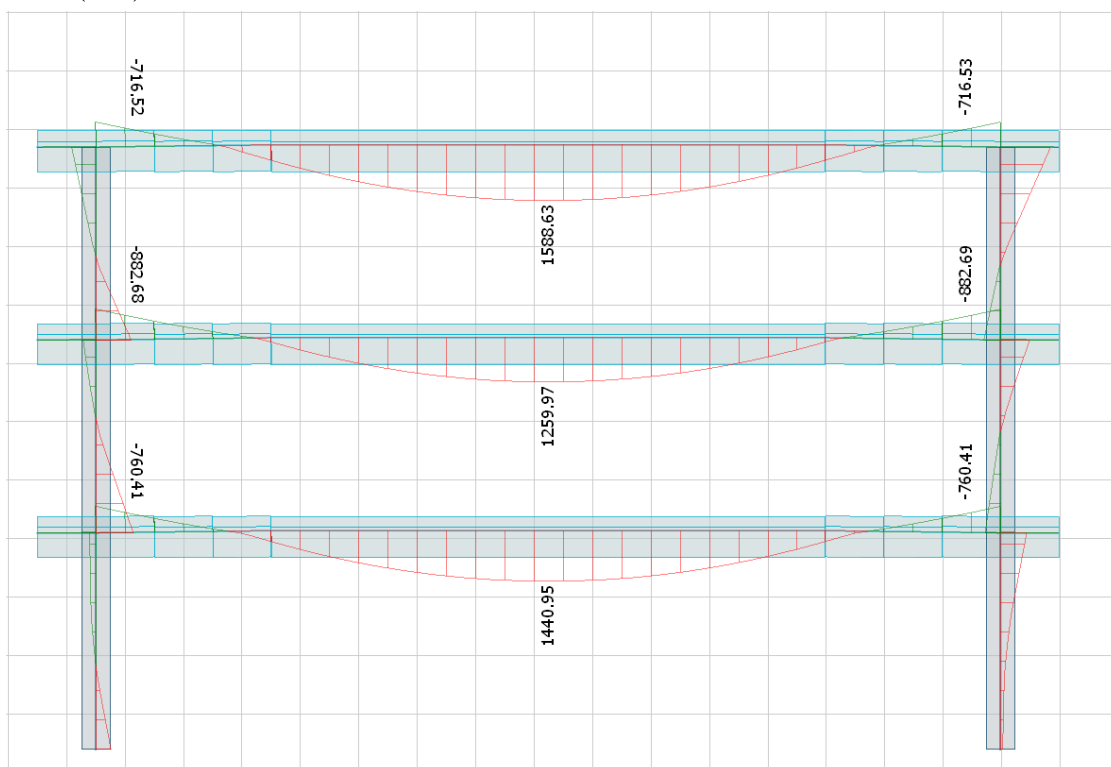
Kuva L5.5. Käyttörajan tilan mitoitusmomentit ominaisyhdistelmällä, suurin positiivinen momentti.

KRT(M+) (pitkäaikaisyhdistelmä):



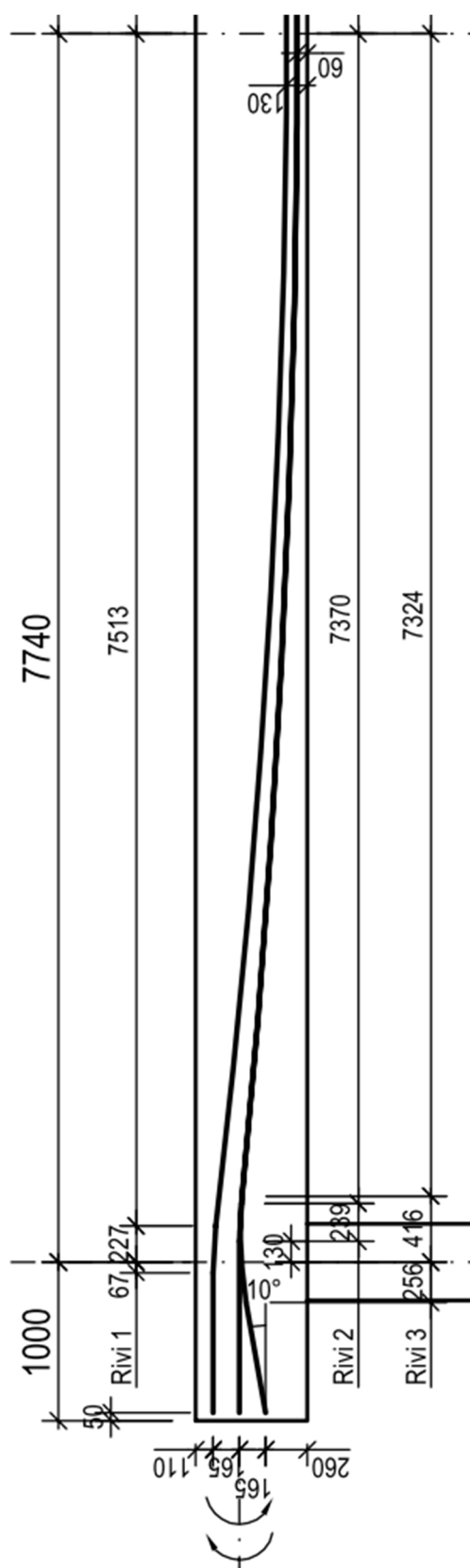
Kuva L5.6. Käyttörajan tilan mitoitusmomentit pitkäaikaisyhdistelmällä, suurin positiivinen momentti.

MRT(M+):

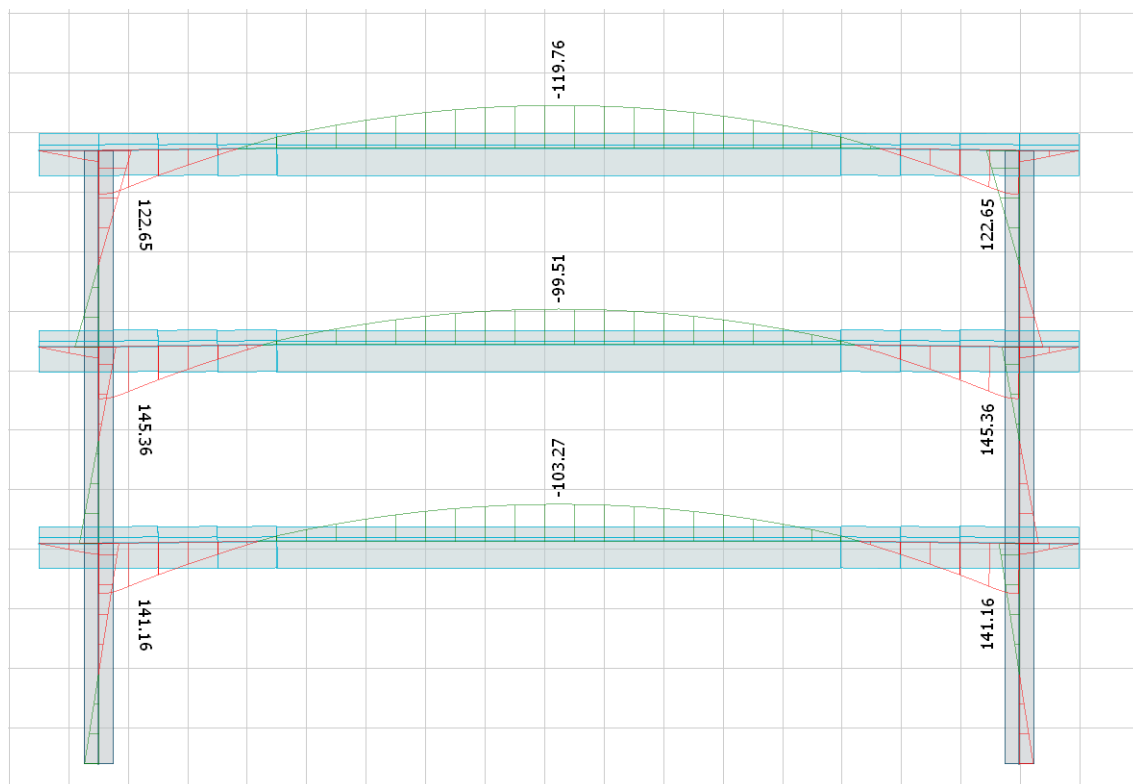


Kuva L5.7. Murtorajatilan mitoitusmomentit, suurin positiivinen momentti.

Jännegeometria ja momentit jännevoimasta [kNm]



Kuva L5.8. Palkin jännegeometria [mm].



Kuva L5.9. Kolmen (1+1+1) jännepunoksen aiheuttamat momentit.

LIITE 6: Jännittämisvoima, laatta

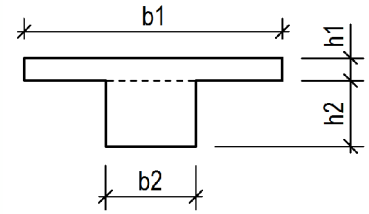
Lähtötiedot:

Betonin puristuslujuus: $f_{ck} := 35\text{MPa}$

Osa1: $b_1 := 1000\text{mm}$ $h_1 := 180\text{mm}$

Osa2: $b_2 := 0\text{mm}$ $h_2 := 0\text{mm}$

Kuormitusajankohta: $t := 14\text{day}$



Jänne- | paino- | kulma-
välit | pisteet | muutokset

Jänneteräksset

Jänneteräksen lujuudet: $f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$

$f_{pk} := 1860\text{MPa}$

Pinta-ala: $A_p := 150\text{mm}^2$ /kpl

Suurin sallittu jännitys: $\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$

Suurin jännevoima: $P_{max,max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 216 \cdot \text{kN}$

Valittu jännevoima: $P_{max} := 199.2 \cdot \text{kN}$

Lukumäärä: $P_{kpl} := 5$

Punoksen pituus: $l_p := 41606\text{mm}$

Ankkurointiliukuma: $\delta := 5\text{mm}$

Kitkakerroin: $\mu := 0.05$

Aaltoisuusluku: $k := 0.02 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$

Suurin sallittu jännitys ankkuroinnin jälkeen: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$

Suurin alkujännevoima: $P_{m0,max} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 204 \cdot \text{kN}$

ANKKUROINTILIUKUMA = "ULOTTUMA OK"

Suurin alkujännevoima: $P_w = 192.4 \cdot \text{kN}$

Keskimääräinen jännevoima: $P_m = 189 \cdot \text{kN}$

Jänteen venymä: $\Delta L = 273.9 \cdot \text{mm}$

Betonin puristuma jännevoimasta: $\delta_{\text{BETONI}} = 6.74 \cdot \text{mm}$

R1 :=

	0	1	2
0	"xxxxxx"	90	1
1	6900	60	2
2	"xxxxxx"	120	1
3	"xxxxxx"	120	1
4	6900	75	2
5	"xxxxxx"	120	1
6	"xxxxxx"	120	1
7	6900	60	2
8	"xxxxxx"	120	1
9	"xxxxxx"	120	1
10	6900	75	2
11	"xxxxxx"	120	1
12	"xxxxxx"	120	1
13	6900	60	2
14	"xxxxxx"	90	1
15	"xxxxxx"	0	0
16	0	0	0
17	"xxxxxx"	0	0
18	"xxxxxx"	0	0
19	0	0	0
20	"xxxxxx"	0	0

$\Delta P_{\mu,\%} = 6.68\%$

Jännitetään vaiheittain:

1. jännitysvaihe $\Delta P_1 := 2 \cdot \Delta P_{el} = 4.7 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_1 = 280.6 \cdot \text{mm}$

2. jännitysvaihe $\Delta P_2 := 1 \cdot \Delta P_{el} = 2.4 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_2 = 277.3 \cdot \text{mm}$

3. jännitysvaihe $\Delta P_3 := 0 \cdot \Delta P_{el} = 0 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_3 = 273.9 \cdot \text{mm}$

LIITE 7: Jännittämisvoima, palkki (rivi 2)

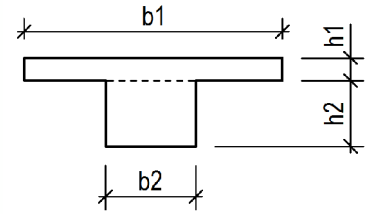
Lähtötiedot:

Betonin puristuslujuus: $f_{ck} := 35\text{MPa}$

Osa1: $b_1 := 4750\text{mm}$ $h_1 := 180\text{mm}$

Osa2: $b_2 := 1200\text{mm}$ $h_2 := 520\text{mm}$

Kuormitusajankohta: $t := 14\text{day}$



Jänne- | paino- | kulma-
välit | pisteet | muutokset

Jänneteräkset

Jänneteräksen lujuudet: $f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$

$f_{pk} := 1860\text{MPa}$

Pinta-ala: $A_p := 150\text{mm}^2$ /kpl

Suurin sallittu jännitys: $\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$

Suurin jännevoima: $P_{max,max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 216 \cdot \text{kN}$

Valittu jännevoima: $P_{max} := 201\text{kN}$

Lukumäärä: $P_{kpl} := 36$

Punoksen pituus: $l_p := 17403\text{mm}$

Ankkurointiliukuma: $\delta := 5\text{mm}$

Kitkakerroin: $\mu := 0.05$

Aaltoisuusluku: $k := 0.02 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$

Suurin sallittu jännitys ankkuroinnin jälkeen: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$

Suurin alkujännevoima: $P_{m0,max} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 204 \cdot \text{kN}$

R1 :=

	0	1	2
0	"xxxxxx"	425	1
1	1.548·10 ⁴	60	2
2	"xxxxxx"	425	1
3	"xxxxxx"	0	0
4	0	0	0
5	"xxxxxx"	0	0
6	"xxxxxx"	0	0
7	0	0	0
8	"xxxxxx"	0	0
9	"xxxxxx"	0	0
10	0	0	0
11	"xxxxxx"	0	0
12	"xxxxxx"	0	0
13	0	0	0
14	"xxxxxx"	0	0
15	"xxxxxx"	0	0
16	0	0	0
17	"xxxxxx"	0	0
18	"xxxxxx"	0	0
19	0	0	0
20	"xxxxxx"	0	0

ANKKUROINTILIUKUMA = "ULOTTUMA YLITTÄÄ PASSIIVIPÄÄN"

$\Delta P_{\mu,\%} = 3.56\%$

Suurin alkujännevoima: $P_w = 193.2 \cdot \text{kN}$

Keskimääräinen jännevoima: $P_m = 189 \cdot \text{kN}$

Jänteen venymä: $\Delta L = 117.5 \cdot \text{mm}$

Betonin puristuma jännevoimasta: $\delta_{\text{BETONI}} = 2.53 \cdot \text{mm}$

Jännitetään vaiheittain:

1. jännitysvaihe $\Delta P_1 := 2 \cdot \Delta P_{el} = 4.3 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_1 = 120 \cdot \text{mm}$

2. jännitysvaihe $\Delta P_2 := 1 \cdot \Delta P_{el} = 2.1 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_2 = 118.7 \cdot \text{mm}$

3. jännitysvaihe $\Delta P_3 := 0 \cdot \Delta P_{el} = 0 \cdot \text{kN}$ $\Delta L_3 = 117.5 \cdot \text{mm}$

LIITE 8: Lopullinen jännevoima, laatta

Lähtötiedot:

Rakenneluokka := 1

Betonin puristuslujuus: $f_{ck} := 35\text{MPa}$

Osa1: $b_1 := 1000\text{mm}$ $h_1 := 180\text{mm}$

Osa2: $b_2 := 0\text{mm}$ $h_2 := 0\text{mm}$

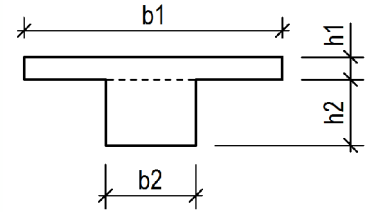
Haihtumiselle altis piiri: $u := 2000\text{mm}$

Ympäristön suhteellinen kosteus: $RH := 80\%$

Betonin ikä kuormituksen alkaessa: $t_0 := 14\text{day}$

sementtityyppi := "N"

relaksaatioluokka := 2



Jänneteräksset

$f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$

Alkutilan jännevoima: $P_0 := 189\text{kN}$

Lukumäärä: $n_p := 5$

Pinta-ala: $A_{p,1} := 150\text{mm}^2/\text{kpl}$

Painopiste: $pp_p := 60\text{mm}$

Poikkileikkauksen tiedot

Halkeilemattoman
betonipoikkileikkauksen
jäyhyysmomentti $I_c = 4.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$

Painopiste: $y_0 = 90\text{mm}$

Virumaluku: $\varphi = 1.79$

Betonin kutistuma: $\epsilon_{cs} = 0.29\text{‰}$

Jännepunosten
epäkeskisyys: $e_p = 30\text{mm}$

$M_{krt} := 35.839\text{kN}\cdot\text{m}$

$M_{p.krt} := -4.796\text{kN}\cdot\text{m} \cdot n_p = -24\text{kN}\cdot\text{m}$

$M_{Ek} := M_{krt} + M_{p.krt} - (-P_{kok} \cdot e_p) = 40.2\text{kN}\cdot\text{m}$

Lopullinen jännevoima: $P_{\%} = 88.2\%$

LIITE 9: Lopullinen jännevoima, palkki

Lähtötiedot:

Rakenneluokka := 1

Betonin puristuslujuus: $f_{ck} := 35\text{MPa}$

Osa1: $b_1 := 4750\text{mm}$ $h_1 := 180\text{mm}$

Osa2: $b_2 := 1200\text{mm}$ $h_2 := 520\text{mm}$

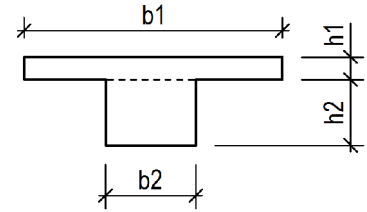
Haihtumiselle altis piiri: $u := 10540\text{mm}$

Ympäristön suhteellinen kosteus: $RH := 80\%$

Betonin ikä kuormituksen alkaessa: $t_0 := 14\text{day}$

sementtityyppi := "N"

relaksaatioluokka := 2



Jänneteräksset

$f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$

Alkutilan jännevoima: $P_0 := 189\text{kN}$

Lukumäärä: $n_p := 36$

Pinta-ala: $A_{p.1} := 150\text{mm}^2/\text{kpl}$

Painopiste: $pp_p := 83.33\text{mm}$

Poikkileikkauksen tiedot

Halkeilemattoman
betonipoikkileikkauksen
jäyhyysmomentti $I_c = 6.1 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$

Painopiste: $y_0 = 462.33 \cdot \text{mm}$

Virumaluku: $\varphi = 1.73$

Betonin kutistuma: $\epsilon_{cs} = 0.26 \cdot \text{‰}$

Jännepunosten
epäkeskisyys: $e_p = 379 \cdot \text{mm}$

$M_{krt} := 1109.241\text{kN}\cdot\text{m}$

$M_{p.krt} := -119.760\text{kN}\cdot\text{m} \cdot \frac{1}{3} \cdot n_p = -1437.1 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$

$M_{Ek} := M_{krt} + M_{p.krt} - (-P_{kok} \cdot e_p) = 2250.9 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$

Lopullinen jännevoima: $P_{\%} = 88.7 \cdot \%$

LIITE 10: Esimerkkilaskelma: kohdan 5.2 mukainen jatkuva laatta, ominaisyhdistelmä, jännepunoksia 2,75 kpl/m

Lähtötiedot:

Rakenneluokka := 1

Betonin puristuslujuus: $f_{ck} := 35\text{MPa}$

Suojabetonipeite
pääteräksen pintaan: $c := 45\text{mm}$

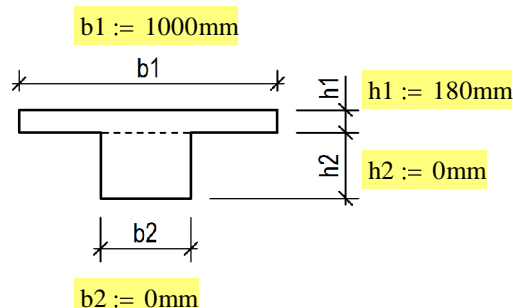
Jänneväli: $l := 6900\text{mm}$

Ympäristön suhteellinen kosteus: $RH := 80\%$

Betonin ikä kuormituksen alkaessa: $t_0 := 14\text{day}$

Haihtumiselle altis piiri: $u := 2000\text{mm}$

Betonin sementtityyppi: $\text{sementtityyppi} := \text{"N"}$



Betoni

Mitoituspuristulujuus: $f_{cd} = 22.04 \cdot \text{MPa}$

Kim mokerroin: $E_{cm} = 34077 \cdot \text{MPa}$

Vetolujuus: $f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa}$

Taivutusvetolujuus: $f_{ctm.fl} = 4.6 \cdot \text{MPa}$

Harjateräokset

Lujuus: $f_{yk} := 500\text{MPa}$

Kim mokerroin: $E_s = 200 \cdot \text{GPa}$

Halkaisija: $T := 10\text{mm}$

Lukumäärä: $n_s := 5.56$

Pinta-ala: $A_s = 436.7 \cdot \text{mm}^2$

Tehollinen korkeus: $d_s = 130 \cdot \text{mm}$

Haat: $T_{haka} := 0\text{mm}$

Hakojen jako: $s_{haka} := 0\text{mm}$

Jänneteräokset

Lujuus: $f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$

Kim mokerroin: $E_p = 195 \cdot \text{GPa}$

Alkutilan jännevoima: $P_0 := 189\text{kN}$

Häviökerroin: $P_{\%} := 85\%$

Lopputilan jännevoima: $P := P_0 \cdot P_{\%} = 160.65 \cdot \text{kN}$

Lukumäärä: $n_p := 2.75$

Pinta-ala: $A_{p.1} := 150\text{mm}^2$

Painopiste: $pp_p := 62\text{mm}$

Pinta-ala yht.: $A_p = 412.5 \cdot \text{mm}^2$

Tehollinen korkeus: $d_p = 118 \cdot \text{mm}$

Jännitys: $\sigma_p = 1071 \cdot \text{MPa}$

Momentit

Ulkoisen kuorman momentit

Momentit: $M_{krt} := 47.88\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{mrt} := 65.61\text{kN} \cdot \text{m}$

Tukimomentit tai
muotokerroin: $M_A := 10.986\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_B := -36.763\text{kN} \cdot \text{m}$ $K_M := 0$

Ohjausvoimien aiheuttamat momentit

Momentit: $M_{p.krt} := -4.796\text{kN} \cdot \text{m} \cdot 0.85 \cdot n_p = -11.21 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Tukimomentit tai
muotokerroin: $M_{p.A} := 0\text{kN} \cdot \text{m}$ $M_{p.B} := 0\text{kN} \cdot \text{m}$ $K_p := 0.089$

Poikkileikkauksen tiedot

Halkeilemattoman
poikkileikkauksen
jäyhyysmomentti

$$I_0 = 4.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Virumaluku:

$$\varphi = 1.79$$

Painopiste:

$$y_0 = 89.53 \cdot \text{mm}$$

Jännepunosten
epäkeskisyyys:

$$e_p = 27.53 \cdot \text{mm}$$

Betonin kutistuma:

$$\varepsilon_{cs} = 0.29 \cdot \text{‰}$$

Tehollinen
kimokerroin:

$$E_{c,eff} = 12215.9 \cdot \text{MPa}$$

KRT

Mitoitusmomentti:

$$M_{Ek} := M_{krt} + M_{p.krt} - (-P_{kok} \cdot e_p) = 48.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Neutraaliakselin korkeus:

$$x = 59.6 \cdot \text{mm}$$

Betoniterästen vetojännitys:

$$\sigma_s = 114.1 \cdot \text{MPa} < 0.6 \cdot f_{yk} = 300 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristusjännitys:

$$\sigma_c = -16.5 \cdot \text{MPa} < -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$$

Halkeamaleveys:

$$w_k = 0.106 \cdot \text{mm}, \text{ jos } 1 > \frac{M_{cr}}{M_{Ek}} = 1.03$$

Teoreettiset
reunajännitykset:

$$\sigma_{c,ar} = 4.3 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c,yr} = -9.2 \cdot \text{MPa}$$

Halkeilleen
poikkileikkauksen
jäyhyysmomentti

$$I = 4.9 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Taipum a jännevoimasta:

$$w_P = -7.9 \cdot \text{mm}$$

Taipum a ulkoisista kuormista:

$$w_M = 27.6 \cdot \text{mm}$$

Taipum a kutistumasta:

$$w_{cs} = 1 \cdot \text{mm}$$

Kokonaistaipuma:

$$w = 20.65 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{l}{w} = 334$$

MRT

Puristuspinnan korkeus:

$$y = 28 \cdot \text{mm} < h_1 = 180 \cdot \text{mm} \quad (\text{puristuspinna pysyy laipassa})$$

Jänneterästen jännityslisä:

$$\Delta \sigma_p = 50 \cdot \text{MPa}$$

Mitoitusmomentti:

$$M_{Ed} := M_{mrt} + M_{p.mrt} - (-P_{kok.mrt} \cdot e_p) = 66.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtomomentti:

$$M_u = 66.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeilutarkistus:

$$1 < \frac{M_u}{1.15 \cdot M_{cr}} = 1.15$$

Jänneterästen jännitys:

$$1 > \frac{\sigma_{pe}}{f_{pd}} = 0.7$$

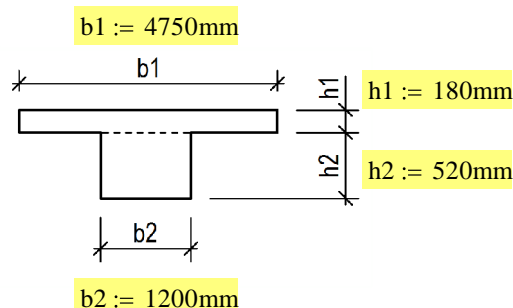
Leikkauskestävyydet:

$$V_{Rd,c} = 121.9 \cdot \text{kN} \quad V_{Rd,s} = 0 \cdot \text{kN} \quad V_{Rd,max} = 788.1 \cdot \text{kN}$$

LIITE 11: Esimerkkilaskelma: kohdan 5.3 mukainen palkki, ominaisjhdistelmä, jännepunoksia 15 kpl

Lähtötiedot:

Rakenneluokka :=	1
Betonin puristuslujuus:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$
Suojabetonipeite pääteräksen pintaan:	$c := 45\text{mm}$
Jänneväli:	$l := 15480\text{mm}$
Ympäristön suhteellinen kosteus:	$RH := 80\%$
Betonin ikä kuormituksen alkaessa:	$t_0 := 14\text{day}$
Haihtumiselle altis piiri:	$u := 10540\text{mm}$
Betonin sementtityyppi:	sementtityyppi := "N"



Betoni

Mitoituspuristuslujuus:	$f_{cd} = 22.04 \cdot \text{MPa}$	Kim mokerroin:	$E_{cm} = 34077 \cdot \text{MPa}$
Vetolujuus:	$f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa}$	Taivutusvetolujuus:	$f_{ctm.fl} = 3.2 \cdot \text{MPa}$

Harjateräokset

Lujuus:	$f_{yk} := 500\text{MPa}$	Kim mokerroin:	$E_s = 200 \cdot \text{GPa}$
Halkaisija:	$T := 20\text{mm}$	Lukumäärä:	$n_s := 6.60$
Pinta-ala:	$A_s = 2073.5 \cdot \text{mm}^2$	Tehollinen korkeus:	$d_s = 645 \cdot \text{mm}$
Haat:	$T_{haka} := 2 \cdot 8\text{mm}$	Hakojen jako:	$s_{haka} := 350\text{mm}$

Jänneteräokset

Lujuus:	$f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}$	Kim mokerroin:	$E_p = 195 \cdot \text{GPa}$
Alkutilan jännevoima:	$P_0 := 189\text{kN}$	Häviökerroin:	$P_{\%} := 85\%$
Lopputilan jännevoima:	$P := P_0 \cdot P_{\%} = 160.65 \cdot \text{kN}$	Lukumäärä:	$n_p := 15$
Pinta-ala:	$A_{p.1} := 150\text{mm}^2$	Painopiste:	$pp_p := 83.33\text{mm}$
Pinta-ala yht.:	$A_p = 2250 \cdot \text{mm}^2$	Tehollinen korkeus:	$d_p = 616.7 \cdot \text{mm}$
Jännitys:	$\sigma_p = 1071 \cdot \text{MPa}$		

Momentit

Ulkoisen kuorman momentit

Momentit:	$M_{krt} := 1264\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_{mrt} := 1588.635\text{kN}\cdot\text{m}$
Tukimomentit tai muotokerroin:	$M_A := -800.240\text{kN}\cdot\text{m}$	$M_B := -800.240\text{kN}\cdot\text{m}$ $K_M := 0$

Ohjausvoimien aiheuttamat momentit

Momentit:	$M_{p.krt} := -119.760 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{1}{3} \cdot 0.85 \cdot n_p = -508.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$		
Tukimomentit tai muotokerroin:	$M_{p,A} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{p,B} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$K_p := 0.085$

Poikkileikkauksen tiedot

Halkeilemattoman
poikkileikkauksen
jäyhyysmomentti

$$I_0 = 6.2 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Virumaluku: $\varphi = 1.732$

Painopiste:

$$y_0 = 459.57 \cdot \text{mm}$$

Jännepunosten
epäkeskisyyys:

$$e_p = 376.24 \cdot \text{mm}$$

Betonin kutistuma:

$$\varepsilon_{cs} = 0.26 \cdot \text{‰}$$

Tehollinen
kimokerroin:

$$E_{c,eff} = 12474.4 \cdot \text{MPa}$$

KRT

Mitoitusmomentti:

$$M_{Ek} := M_{krt} + M_{p.krt} - (-P_{kok} \cdot e_p) = 1661.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Neutraaliakselin korkeus:

$$x = 128.2 \cdot \text{mm}$$

Betoniterästen vetojännitys:

$$\sigma_s = 223.1 \cdot \text{MPa} < 0.6 \cdot f_{yk} = 300 \cdot \text{MPa}$$

Betonin puristusjännitys:

$$\sigma_c = -9.4 \cdot \text{MPa} < -0.6 \cdot f_{ck} = -21 \cdot \text{MPa}$$

Halkeamaleveys:

$$w_k = 0.284 \cdot \text{mm}, \text{ jos } 1 > \frac{M_{cr}}{M_{Ek}} = 0.94$$

Teoreettiset
reunajännitykset:

$$\sigma_{c,ar} = 3.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c,yr} = -4.5 \cdot \text{MPa}$$

Halkeilleen
poikkileikkauksen
jäyhyysmomentti

$$I = 3.4 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Taipuma jännevoimasta:

$$w_P = -24.2 \cdot \text{mm}$$

Taipuma ulkoisista kuormista:

$$w_M = 64.4 \cdot \text{mm}$$

Taipuma kutistumasta:

$$w_{cs} = 2.1 \cdot \text{mm}$$

Kokonaistaipuma:

$$w = 42.26 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{1}{w} = 366$$

MRT

Puristuspinnan korkeus:

$$y = 30.8 \cdot \text{mm} < h_1 = 180 \cdot \text{mm} \quad (\text{puristuspinna pysyy laipassa})$$

Jänneterästen jännityslisä:

$$\Delta\sigma_p = 50 \cdot \text{MPa}$$

Mitoitusmomentti:

$$M_{Ed} := M_{mrt} + M_{p.mrt} - (-P_{kok.mrt} \cdot e_p) = 1965.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtomomentti:

$$M_u = 1965.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeilutarkistus:

$$1 < \frac{M_u}{1.15 \cdot M_{cr}} = 1.09$$

Jänneterästen jännitys:

$$1 > \frac{\sigma_{pe}}{f_{pd}} = 0.7$$

Leikkauskestävyydet:

$$V_{Rd,c} = 509 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,s} = 289.3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd,max} = 3729 \cdot \text{kN}$$